



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO EXISTENTE: CLÍNICA SAN MIGUEL, PIURA

Adalberto Vizconde Campos

Piura, 21 de Abril de 2004

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Abril 2004



Esta obra está bajo una [licencia](#)
[Creative Commons Atribución-](#)
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Programa Académico Ingeniería Civil



“Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente: Clínica San Miguel de Piura”

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil

Adalberto Vizconde Campos

Asesor: Magister Ing. Manuel Antonio Ramírez Vargas

Piura Abril, 2004

PROLOGO

Este tema de investigación nació al notar que dentro de la Ingeniería Sísmica, a nivel mundial, se esta promoviendo la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes que representen un valor importante para la vida, la economía y la sociedad en general. Siguiendo este buen interés; una instalación de salud, como lo es un hospital o clínica, ocupa el primer lugar en la prioridad de evaluación.

Este tipo de edificaciones representan un patrimonio económico y social de gran importancia ya que deben mantener su función y operatividad después de un fuerte terremoto; fenómeno que es probable en Piura, debido a la sismicidad de la zona y el historial sísmico que esta ciudad presenta. Se agrega a esto la vulnerabilidad medio – alta de sus edificaciones y la exposición riesgosa por los suelos potencialmente licuables y con nivel freático alto; por ello es sumamente necesaria la evaluación de sus edificaciones ante posibles eventos sísmicos.

Otro hecho es que la práctica constructiva, en el Perú, muchas veces carece de una buena supervisión; dándose discordancias entre lo que señalan los planos producto de su respectivo diseño estructural y lo que se ejecuta en obra. Si le sumamos a esto la calidad de los agregados, de las unidades de albañilería de la zona, la dosificación de la mezcla del concreto en obra, etc. da como resultado otro comportamiento sísmico de la estructura distinto al esperado según cálculos. Además durante la ejecución surgen cambios repentinos “en obra” que por la velocidad del desarrollo de la construcción no son verificados. Finalmente la incertidumbre del fenómeno sísmico y la falta de conocimiento de su influencia real sobre toda la estructura, hace muchas veces que durante el diseño no se contemplen el efecto de los elementos no estructurales que si tienen un papel importante en el comportamiento dinámico de la estructura durante un sismo.

En el Perú muy poco se ha investigado este tema y mucho menos se ha aplicado a instalaciones de salud de un modo minucioso, lo que llevó al autor a plantearse el problema de aplicarle un estudio de vulnerabilidad a la clínica San Miguel. Esta por ser la clínica más prestigiosa del departamento y albergar a muchas personas durante las 24 horas del día, además de hallarse en una zona potencialmente licuable y con nivel freático alto se encuentra en un alto riesgo sísmico. Por ello se tomo este edificio teniendo como fin último el salvaguardar la vida de su población hospitalaria.

Las fuentes bibliográficas utilizadas para la presente investigación salen de los libros y tesis hallados en la biblioteca central de la UDEP, de los libros proporcionados por mi asesor y de los artículos técnicos de institutos de investigación y tesis (a nivel de pre-grado y post-grado) encontrados en internet.

En la tesis “Metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones principales. Aplicada a Piura” (Ref. 38) se evalúan varias edificaciones, con el método de inspección visual rápida, entre ellas la Clínica San Miguel dando así un primer acercamiento a la evaluación de su vulnerabilidad sísmica. Aquí se concluye que este edificio requiere de una evaluación más detallada. En el presente trabajo se realiza esta evaluación más detallada aplicando este método ya actualizado y corregido junto con otros

más analíticos respondiendo de esta forma a una recomendación dada. Podría decirse que esta tesis es la continuación de aquel estudio.

Finalmente deseo extender mi agradecimiento a todos los profesores, asesores, co-asesores, colaboradores de la Facultad de Ingeniería y a aquellas personas que estuvieron más cercanas al desarrollo del presente trabajo, apoyándome ya sea facilitándome información, asesorándome en temas específicos de la tesis o resolviéndome dudas y consultas de distintos puntos concretos relacionados al estudio. Por ello a continuación hago la lista siguiente de agradecimiento:

Al MSc. Ing. Antonio Ramírez Vargas, asesor. Gracias por las muchas horas invertidas en mi formación profesional y por sus consejos académicos y humanos para el desarrollo de la presente tesis.

Al MSc. Ing. Arturo Martínez Ramírez, Profesor Principal de la Facultad de Ingeniería.

Al Laboratorio de Ensayos de Materiales y Suelos de la UDEP.

A la Lic. Carol Gil, Administradora de la Clínica San Miguel y a todo el personal de CSM: médicos, enfermeras, secretarias, personal de mantenimiento, etc.

Al Ing. Lao Castillo, Constructor de la CSM.

Al Ing. Jack López, Diseñador de la CSM.

Al Ing. Manuel Mujica Delgado - Ingeniero estructural de Ingeniería Civil Montajes S.A.

Al Ing. Bernadette Mosby, Director de Operaciones del *Applied Technology Council (ATC)*.

Al Dr. Ing. Omar Darío Cardona, Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Al Dr. Ing. Jack Moehle del *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*.

Al Dr. Ing. John Hooper, *Principal & Director of Earthquake Associates de Magnusson Klemencic Associates*.

Al Ph. D. Ing. Cliff Schexnayder por su libro obsequiado *Earthquake Resistant Design*, texto que también he consultado para el desarrollo de la tesis.

Al *FEMA Publications Distributions Center* por el obsequio y envío del manual *FEMA 154 Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook*.

Agradecer además a Gustavo Nizama, Arturo Mujica, Osmar Matutti y a mi hermano Pedro Vizconde por su ayuda como asistentes en la toma de algunas de las muchas medidas que se realizaron al edificio de CSM.

Agradecer finalmente a todas las personas, profesores y amigos a la vez, que dieron una influencia positiva, con sus consejos y sobretodo con su ejemplo, a mi formación profesional y humana recibida en esta Casa de Estudios como el Arq. Ernesto Mavila, el Ing. Rafael Estartús, el Ing. Nikolai Ezerskii, el Ing. Carlos Ojeda, en cuya residencia universitaria viví 2 años, el Ing. José Vásquez, el Ing. Jorge Reyes - mi primer asesor cuando ingresé a la UDEP, entre otros. También a todos mis amigos y compañeros de la Universidad de los cuáles guardo gratos recuerdos, no los menciono porque la lista sería interminable.

RESUMEN

El objetivo primordial del presente trabajo es descubrir, en el edificio de la Clínica San Miguel, aquellos puntos débiles que fallarían al ocurrir un evento sísmico para posteriormente proceder a una intervención estructural. En la evaluación de un edificio existente el objetivo es determinar como éste responderá realmente a unas fuerzas ya dadas. Se trabaja con las propiedades reales del material, las cargas reales sin amplificarlas, el modelo lo más exacto posible y se analiza como serán realmente la interacción de elementos estructurales con los no estructurales y viceversa en el comportamiento sísmico del edificio. Para este estudio se aplicaron unos métodos como el FEMA 154 (ATC 21), el FEMA 310 (ATC 22), además de la evaluación no estructural de equipos y demás elementos no estructurales. Con el primer método identifico aquel edificio que es más vulnerable y con el segundo, lo evaluó de una manera más detallada. Los resultados se expresan en tablas donde se compara la resistencia del elemento con la demanda que le impone el sismo. En las conclusiones se expresa la necesidad de dar mayor ductilidad a los muros de albañilería o tabiques por absorber, debido a su rigidez, gran parte de carga sísmica lateral. Además se detectan otros elementos, ya sea columnas o vigas que fallarían ante un sismo.

INDICE GENERAL	
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO 1 : ASPECTOS GENERALES	
1.1 Justificación del estudio	5
1.2 Ubicación y descripción del edificio de la Clínica San Miguel	6
1.3 Características físicas de la zona	9
1.3.1 Territorio	10
1.3.2 Clima y temperatura	10
1.3.3 Orografía	10
1.3.4 Hidrografía	10
1.4 Topografía y geología de la zona	11
1.4.1 Topografía	11
1.4.2 Geología	11
1.5 Estudio de suelos	11
CAPITULO 2 : RIESGO SÍSMICO	
2.1 Riesgo sísmico	17
2.2 Características del edificio que acentúan el riesgo sísmico	19
CAPITULO 3: AMENAZA SÍSMICA	
3.1 Amenaza sísmica	23
3.2 Historia sísmica de la región de Piura	23
CAPITULO 4: EXPOSICIÓN	
4.1 Exposición sísmica	29
4.1.1 Suelo	30
4.1.2 Influencia del nivel freático y la posibilidad de licuación	31
4.2 Método simplificado para evaluar el potencial de licuación mediante el SPT	31
4.3 Probabilidad de licuación en Piura	34
CAPITULO 5: VULNERABILIDAD SÍSMICA	
5.1 Diferencia entre diseño y evaluación	38
5.2 Clases de vulnerabilidad sísmica	38

5.2.1 Vulnerabilidad Estructural	38
5.2.2 Vulnerabilidad No estructural	39
5.2.2 Vulnerabilidad Funcional	40
5.3 Métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica	41
5.3.1 Método ATC 21 – FEMA 154 Procedimiento de Investigación Visual Rápida	42
5.3.2 Método ATC 22 – FEMA 310	43
5.4 Influencia de la configuración sobre comportamiento sísmico	45
5.4.1 Problemas de configuración arquitectónica	46
CAPITULO 6: TIPIFICACIÓN DEL EDIFICIO EXISTENTE CSM	
6.1 Tipo y características del edificio existente y comportamiento estructural	53
6.1.1 Edificios Consultorios A y Consultorios B	53
6.1.2 Edificio Clínica	53
6.1.3 Edificio Farmacia-Administración	54
6.1.4 Edificio Tomografía-Contabilidad	55
6.2 Defectos más comunes hallados en el edificio	55
6.2.1 Interacción tabique-pórtico	55
6.2.2 Irregularidad en planta	56
6.2.3 Irregularidad en altura	56
6.2.4 Golpeteo	56
CAPITULO 7 : EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL EL EDIFICIO DE LA CSM	
7.1 Estudios y ensayos realizados al edificio	59
7.1.1 Evaluación de la resistencia del concreto en edificios existentes según ACI 437R-91	59
7.1.2 Medición del edificio	62
7.1.3 Toma de fotografías	63
7.1.4 Inspección de existencia de fisuras y grietas	63
7.1.5 Ensayo con detector de armaduras	70
7.1.6 Ensayo de pulso ultrasonido	70
7.1.7 Ensayo de vibración ambiental	78
7.1.7.1 Concepto de vibración ambiental	78
7.1.7.2 Consideraciones básicas	79
7.1.7.3 Periodo medido con vibración ambiental y con sismos	80
7.1.7.4 Instrumento	80
7.1.7.5 Método propuesto	82

7.1.7.6 Periodo calculado con fórmulas empíricas	84
7.1.7.7 Modelo analítico y aplicación	85
7.1.7.8 Periodo de suelo observado en las mediciones del edificio	86
7.2 Descripción y aplicación del método ATC 21 – FEMA 154	87
7.2.1 Secuencia de implementación de la investigación	87
7.2.2 Formulario de recolección de datos	93
7.2.3 Interpretación de los puntajes estructurales	107
7.3 Descripción y aplicación del método ATC 22 – FEMA 310	114
7.3.1 Descripción del método ATC 22-FEMA 310	114
7.3.1.1 Requisitos de evaluación	114
7.3.1.2 Nivel 1 (Fase de investigación)	116
7.3.1.3 Nivel 2 (Fase de evaluación)	122
7.3.2 Aplicación del método ATC 22-FEMA 310	128
7.3.2.1 Nivel 1 (Fase de investigación)	132
7.3.2.2 Análisis para Nivel 1	146
7.3.2.3 Análisis del Nivel 2	151

7.3.3 Ductilidad de elementos (Diagrama M- ϕ)	169
7.3.4 Gráficos de esfuerzos cortantes en tabiques de albañilería	174
7.3.5 Sismo de evaluación	178
7.3.6 Modelo en planta de Edificio Consultorios A	181

CAPITULO 8: VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL DE CSM.

8.1 Metodología de análisis de vulnerabilidad.	183
8.1.1 Inventario, inspección y evaluación.	184
8.1.2 Formulario de inventario	185
8.1.3 Elementos arquitectónicos	186
8.1.4 Metodología de evaluación	189
8.1.5 Análisis del comportamiento	193
8.1.6 Interacción con la estructura	
8.1.7 Intervención y reducción de la vulnerabilidad no estructural	
8.2. Aplicación de la metodología de vulnerabilidad no estructural	196
8.2.2 Aplicación de FEMA 310	215
8.2.3 Análisis del comportamiento	218

CAPITULO 9: RESULTADOS DE LOS MÉTODOS DE EVALUACIÓN

9.1 Método FEMA 154.	231
9.2 Método FEMA 310.	232
9.3 Método vulnerabilidad no estructural	232

CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

233

INTRODUCCIÓN

Un estudio de vulnerabilidad sísmica tiene como finalidad descubrir en una edificación existente los puntos débiles que fallarían al ocurrir un evento sísmico. Esta vulnerabilidad se evalúa para los elementos estructurales (columnas, vigas, aligerados, placas, etc.), como para los no estructurales (tabiques, equipos, tuberías, vidrios, etc.).

Evaluar edificios existentes es un tema que no ha calado del todo en los profesionales peruanos involucrados en el diseño y se hace énfasis en el cálculo estructural y construcción de nuevos edificios desatendiendo a aquellos que ya existen, están operativos y albergan a muchas personas. Esto tal vez se realiza para no mirar atrás y no crearse “problemas” si existiera alguna irregularidad seria en el edificio tras dicho estudio.

De este modo, alrededor del mundo se han impulsado mucho estos estudios, como es el caso de la ciudad de Basilea (Suiza), con el fin de implementar estrategias y ver el nivel de peligro a que están expuestas sus edificaciones. En Costa Rica se iniciaron estudios de vulnerabilidad de hospitales en 1984 siendo el primero en evaluarse el Hospital México.

También en Chile tras el sismo de 1985, evento que dañó 180 establecimientos de los 536 en el área de influencia y dejó fuera de servicio 2 796 camas de las 19 581 disponibles. Un estudio de 12 meses seleccionó 14 hospitales para ser evaluados.

En Bogotá, en 1997, se hizo un estudio de la vulnerabilidad sísmica del Hospital Kennedy, institución pública y moderna, que atiende a 2 millones de personas. Este hospital fue evaluado con técnicas avanzadas de análisis inelástico, con el fin no sólo de establecer las deficiencias en términos de rigidez y resistencia de las estructuras, sino en términos de disipación y concentración de energía inelástica por plastificación y desarrollo de ductilidad.

En el Perú se tiene conocimiento de un proyecto de diagnóstico de la vulnerabilidad sísmica de hospitales, realizada en 1997 con apoyo de la OPS/OMS, como el del Hospital Nacional Edgardo Rebagliati. Aquí se evalúan sólo los componentes no estructurales, pero de una manera cualitativa. De algún estudio realizado en la región de Piura se conocen los estudios de vulnerabilidad sísmica estructural en viviendas y algunas edificaciones hechas por dos tesis de la UDEP aplicando unas metodologías como lo son el ATC-21, ATC-22 y el método japonés.

Países pioneros en el desarrollo de metodologías orientadas a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios existentes son Japón y Estados Unidos. Ambos países, al igual que otros más, aportan métodos analíticos para evaluar en detalle la posible vulnerabilidad de una estructura ante algún sismo probable.

Durante el desarrollo de esta tesis se presenta lo siguiente:

En el capítulo 1 se exponen los aspectos generales que engloban el presente trabajo como son: la ubicación del edificio y descripción del mismo desde el punto de vista de identificar los distintos sistemas estructurales que intervienen en éste. Se detectó, según planos y observaciones hechas en campo, que el conjunto de Clínica San Miguel (CSM) estaba conformado por 5 edificios claramente diferenciados e incluso algunos de distinta configuración estructural. Se describen las características físicas de la zona, la topografía y geología urbana y se hace mención al estudio de suelos realizado al terreno de la CSM antes de su construcción y diseño.

En el capítulo 2 se exponen los conceptos básicos de riesgo sísmico y se señalan las características de la clínica que acentúan dicho riesgo y lo hacen más vulnerable como son: su ocupación, su complejidad, la presencia de suministros críticos y materiales peligrosos, artículos pesados, los servicios públicos que posee, etc. Estas características se dan únicamente en edificios de este tipo por los servicios que brinda.

En el capítulo 3 se resalta la amenaza sísmica de la zona de Piura y se muestra una tabla con el historial sísmico de la región durante el último siglo. Además de presentar algunos estudios científicos realizados en la zona por el IGP¹ de aceleraciones máximas para diferentes períodos de retorno encontrados. Dicha información servirá más adelante para el cálculo de la aceleración espectral en el período corto. Además, con esto, se deja en claro que Piura es una zona con una sismicidad alta-media.

En el capítulo 4 se redefinirá el concepto de exposición sísmica en base a las características geodinámicas del suelo, potencial licuación del suelo, influenciado el nivel freático, etc. Se desarrolla una metodología china para determinar el potencial de licuación en el suelo por debajo de la Clínica San Miguel donde se obtiene que, efectivamente, es un suelo potencialmente licuable. Se mencionan, además, algunos estudios donde se analiza este problema en la zona y la presencia en el pasado del fenómeno de licuación.

En el capítulo 5 se define lo que es la vulnerabilidad sísmica y cuál es la diferencia entre el diseño de un edificio nuevo y la evaluación de uno ya existente. Se mencionan las clases de vulnerabilidad: estructural, no estructural y funcional. Además se exponen brevemente los principales métodos que se utilizan para dichos estudios como son el FEMA 154, FEMA 310 y otros más. También se hace mención de la influencia de la configuración estructural sobre el comportamiento sísmico de los edificios que conforman CSM.

En el capítulo 6 se realiza la tipificación de los edificios de CSM donde se nota que el edificio Consultorios A, está diseñado en base a pórticos de concreto armado, placas y tabiques de albañilería de relleno; Consultorios B y el edificio Tomografía – Contabilidad están diseñados en base a pórticos de concreto armado y tabiques de albañilería de relleno; el edificio Clínica está basado en muros portantes confinados de albañilería no reforzada, pórticos y placas de concreto armado y finalmente el edificio Farmacia-Administración, consta de una estructura de albañilería confinada de 2 pisos con muros portantes y vigas soleras.

En este capítulo, también, se detallan los defectos más comunes encontrados en los edificios como son: interacción tabique-pórtico, irregularidad en planta, irregularidad en altura, golpeteo, entre otros.

¹ Instituto Geofísico del Perú

En el capítulo 7, el más extenso, se mencionan los estudios y ensayos realizados al edificio de CSM donde cabe resaltar el ensayo con el detector de armaduras, el de pulso ultrasonido y el de vibración ambiental. Con este último se obtuvieron valores de periodos fundamentales en 2 direcciones del edificio Consultorios A que sirvieron para comparar con dichos periodos obtenidos en un modelo numérico por computadora (SAP 2000).

Seguidamente se describe y aplica el método FEMA 154 sobre los 5 edificios de CSM con el consiguiente llenado de formato de recolección de datos y el cálculo del puntaje final S que es un indicador de la vulnerabilidad del edificio e indica si requiere un estudio más detallado. Tras aplicar este método se obtuvo la necesidad de una evaluación más detallada en los edificios Consultorios A, Consultorios B y Clínica. En la presente tesis se hace esta evaluación a Consultorios A.

Finalmente se aplica el método FEMA 310 en sus dos niveles de evaluación. En el nivel 1, basándose en un análisis estático del edificio, se llenan unas listas de verificación y se detectan algunas irregularidades en el edificio tanto en el sistema del edificio global y en el sistema resistente a cargas laterales, en las cimentaciones y en las amenazas geológicas del lugar. Se emplearon las listas pertenecientes a los tipos de edificios C1, C2 y C3 que describían del mejor modo el edificio en evaluación.

Siguiendo con este método, en el nivel 2 se utiliza el procedimiento dinámico lineal con el desarrollo del espectro de respuesta para el edificio basándose en los valores de aceleración espectral para el período corto T_s y el periodo de un segundo T_1 . Luego se hallan las acciones en los elementos (por deformación controlada o por fuerza controlada) y se comparan con los criterios de aceptación del manual FEMA 310. En tablas se expresan todos estos resultados.

En el capítulo 8 se evalúan los elementos no estructurales donde se desarrolla una metodología y se analiza el comportamiento de los equipos y elementos más representativos de CSM. Se aplica además, el FEMA 310 dirigido a elementos no estructurales. Se concluye la evaluación detectando aquellos equipos que deslizan, vuelcan o fallan y caen tras un sismo. También se dan algunas recomendaciones de intervención.

En el capítulo 9 se hace una recopilación de todos los resultados obtenidos en la tesis dando un enfoque global al estudio y finalmente en el capítulo 10 se exponen las conclusiones del presente trabajo de cara al objetivo señalado al principio.

CAPITULO 1

ASPECTOS GENERALES

1.1. Justificación del estudio.

Al comenzar a leer este trabajo de tesis cabe hacernos algunas preguntas ¿Por qué es necesaria la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente?, ¿No es acaso un estudio de vulnerabilidad una “auditoría estructural” realizada al edificio donde basta revisar si se cumple la norma peruana de estructuras: cuantías mínimas, longitudes de desarrollo, desplazamientos laterales, longitud de ganchos, espaciamiento de estribos, etc.? y muchas otras preguntas más.

Es necesario evaluar un edificio existente porque en el Perú la norma de diseño sismorresistente ha empezado a regir desde el año 1977, luego ha sufrido modificaciones en el año 1997 y actualmente en abril de este año 2003, dándose cambios significativos desde su primera aparición hasta la fecha trayendo consigo un mayor perfeccionamiento en el conocimiento del diseño sísmico en cuanto a criterios, comportamiento y respuesta no lineal del edificio, influencia de elementos no estructurales, etc. Además partiendo de la filosofía de diseño sismorresistente de evitar pérdidas de vidas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad (Ref. 43), ¿Cómo no querer cumplir estos objetivos en edificios que ya existen y se encuentran en pleno uso?

No cabe decir que se trata de una “auditoría estructural” realizada al edificio donde basta revisar si se cumple la norma peruana de estructuras, porque cada edificación diseñada en su tiempo se realizó teniendo en cuenta la norma vigente y los conocimientos de sismorresistencia de la época. Más adelante en la sección 5.1 se detallará con otras observaciones al respecto.

Realizar estos estudios implica evaluar no sólo la vulnerabilidad estructural sino también la vulnerabilidad no estructural y funcional de este tipo de edificaciones indispensables o esenciales, con el fin de reforzar, intervenir y mejorar su comportamiento estructural y operativo. Además observar que tanto interactúan estos dos tipos de elementos (estructurales y los mal llamados “no estructurales”) y el daño que pueden causar al edificio y a los ocupantes de éste si colapsa la estructura debido a esta interacción no deseada y al comportamiento sísmico no esperado.

Los hospitales y clínicas requieren de consideraciones especiales en relación con la mitigación de riesgos debido a sus características de ocupación y a su papel durante situaciones de desastre. Para mencionar un sólo caso (Ref. 16), durante los sismos del 19 de septiembre de 1985 en México, tres de las más grandes instituciones de salud de dicha ciudad fueron seriamente afectadas: El Centro Médico Nacional del IMSS, el hospital General y el hospital Benito Juárez. Entre camas destruidas y las que fue necesario evacuar, los sismos produjeron un déficit súbito de 5829 camas; en el hospital General murieron 295 personas y en el Juárez, 561; entre las cuales se encontraban pacientes, médicos, enfermeras, personal administrativo, visitantes y recién nacidos.

Por otro lado la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y la Organización Mundial de la Salud (OMS) hacen las siguientes recomendaciones:

1. En todas las instalaciones donde operan servicios de salud deben realizarse análisis de vulnerabilidad y riesgo de las edificaciones y de sus equipos hospitalarios esenciales.
2. El cumplimiento de especificaciones para la reducción de riesgos debe ser un requisito de los procedimientos de adquisición de equipos hospitalarios.
3. Los planes hospitalarios de preparativos para desastres deben ser revisados con el fin de incluir, dentro de sus procedimientos, análisis de vulnerabilidad y medidas de intervención para el mejoramiento de las instalaciones existentes.
4. Los administradores, constructores y personal de mantenimientos de los servicios de salud deben tener un conocimiento básico de los requisitos de arquitectura e ingeniería que deben cumplir sus instalaciones para soportar la acción de posibles amenazas naturales.
5. Los hospitales deben tener en un lugar seguro información y planos actualizados de arquitectura e ingeniería de sus edificaciones y sistemas tecnológicos.

Además como sostiene el BID – CEPAL: “Es importante, sin embargo, dejar claro que no basta con analizar la vulnerabilidad de las estructuras, sino que también es necesario descifrar la estructura de la vulnerabilidad: ¿qué o quién es vulnerable y por qué?” (Ref. 9), por ello se evaluó este edificio considerado como una línea vital dentro de la ciudad de Piura.

1.2 Ubicación y descripción del edificio de la Clínica San Miguel.

La Clínica San Miguel se ubica en el Jr. Los Cocos # 131 de la urbanización Club Grau, en plena Av. Miguel Grau, frente al Parque Miguel Cortés.

Como se observa en la fig.1.1 del plano de ubicación la Clínica San Miguel, desde el punto de vista de configuración estructural, está compuesto por cuatro bloques o edificios claramente diferenciados e independientes:

Edificio 1: Al que se ha denominado Edificio **Consultorios A**, esta estructura está compuesta básicamente por pórticos de concreto (columnas y vigas), las placas del ascensor, tabiques de albañilería, etc. El sistema de cimentación es de zapatas aisladas y zapatas unidas con cimientos corridos y algunas vigas de cimentación. Véase fotografía 1.1

Edificio 2: Al que se ha denominado Edificio **Consultorios B**, esta estructura también está compuesta básicamente por pórticos de concreto (columnas y vigas), las placas del ascensor, tabiques de albañilería, etc. El sistema de cimentación es de zapatas aisladas y zapatas unidas con cimientos corridos y algunas vigas de cimentación. Véase fotografía 1.2



Fig. 1.1: Esquema de ubicación del edificio de la Clínica San Miguel en la ciudad de Piura, entre esquina del Jr. Los Cocos y la Av. Grau.

Edificio 3: Al que se ha denominado Edificio **Clínica**, esta estructura está compuesta básicamente por albañilería confinada algunos pórticos de concreto (columnas y vigas) y las placas del ascensor, formando así un sistema dual. Posee muros portantes de albañilería. El sistema de cimentación es de cimientos corridos y vigas de cimentación. Véase fotografía 1.3



Fotografía 1.1: Vista exterior del edificio Consultorios A en la Clínica San Miguel.



Fotografía 1.2: Vista interior del edificio Consultorios B en la Clínica San Miguel. Limita con una edificación vecina y con los otros edificios de la Clínica.



Fotografía 1.3: Clínica San Miguel. Vista de la zona denominada Clínica, donde funciona Emergencia, Hospitalización, UCI, Quirófanos, Rayos X, Cocina, Cafetería, etc. También se observan los accesos al edificio en el Jr. Los Cocos.

Edificio 4: Al que se ha denominado Edificio **Farmacia-Administración**, esta estructura está compuesta básicamente por albañilería confinada, construida en los que fue una antigua casa ubicada en la Av. Grau, luego fue remodelada y acondicionada para integrar el conjunto de la Clínica San Miguel.

En la fotografía 1.4 se observan los edificios 4 y 5, tomada desde el Parque Miguel Cortés. Ambas construcciones son de 2 niveles y azotea conjunta con un parapeto, se puede observar la vivienda vecina y la junta de separación. Esta última posee muchas obstrucciones de materiales de construcción como ladrillos, mezclas de concreto, etc.



Fotografía 1.4: Vista de las zonas de Farmacia-Administración (donde se ubica el letrero BOTICA) y la zona de Tomografía-Contabilidad límite con la edificación vecina

Edificio 5: Al que se ha denominado Edificio **Tomografía-Contabilidad**, esta estructura está compuesta básicamente por pórticos de concreto (columnas y vigas), los tabiques de albañilería, etc. El sistema de cimentación es de zapatas aisladas y algunos cimientos corridos. Edificio construido al costado de la antigua casa remodelada para ser Farmacia y administración, y sobre lo que era un jardín y cochera

1.3 Características físicas de la zona.

Es importante conocer las principales características físicas de la zona para tener visión de conjunto y del aspecto geográfico donde se presentarán los sismos que afectarán al edificio en evaluación y comprender mejor el riesgo sísmico alto que posee la región.

1.3.1 Territorio: La Clínica San Miguel se encuentra ubicada en el centro de la ciudad de Piura, capital de la provincia de Piura y del departamento del mismo nombre. El departamento de Piura tiene una extensión de 35,892.49 km². El relieve del suelo es heterogéneo, notándose en la planicie costera el predominio de la formación desértica sobre los tablazos y pampas. La franja costera es la más ancha del Perú y alcanza 200 km. desde el mar hasta los contrafuertes de la Cordillera Occidental de los Andes.

Las formas morfológicas más comunes en la costa, son las quebradas secas que funcionan en forma violenta cuando se producen lluvias intensas. Estas quebradas al norte del departamento, son profundas; al centro y sur son de gran amplitud y menos profundas.

Las principales elevaciones que presenta el Departamento de Piura son los cerros: Negro (3967 m.s.n.m.), Viejo (3934 m.s.n.m.), San Juan Canchiaco (3900 m.s.n.m), Pan de Azúcar (3767 m.s.n.m.) y La Viuda (3710 m.s.n.m.).

Otro de los accidentes naturales que presenta el departamento de Piura son sus numerosas abras, entre las que destacan la de Suropite a 3 100 m.s.n.m. que da paso a la carretera Piura- Canchaque-Huancabamba, Peña Blanca a 2, 980 m.s.n.m., Ingana a 950 m.s.n.m. que da paso a la carretera Piura-Huancabamba.

1.3.2 Clima y temperatura: El clima del departamento de Piura es desértico y semi-desértico en la costa y vertientes andinas occidentales, Subtropical en las vertientes orientales. Las precipitaciones son escasas, salvo cuando se produce el fenómeno del Niño, años en que las lluvias son abundantes y corre el agua por todo el curso de las quebradas secas originando inundaciones y acciones morfológicas de gran dinamismo. Este fenómeno está cambiando el clima de la región volviéndolo tropical.

Las temperaturas máximas llegan a 36,2 °C y las mínimas a 15°C que corresponde a los meses de Febrero y Junio respectivamente La humedad promedio anual es del 66%, la presión atmosférica media anual es de 1008,5 milibares en tanto que los vientos que siguen una dirección al sur, tienen una velocidad promedio de 3 m/s.

La precipitación pluvial también tiene variaciones. En la costa generalmente es baja y oscila entre 10 y 200 mm.

1.3.3 Orografía: El departamento de Piura presenta un territorio con topografía variada. La Costa tiene su mayor anchura en el paralelo que pasa por la ciudad de Morropón donde alcanza 130 Km. mientras que en el Norte alcanza 100 Km. medidos sobre el paralelo 4°30'S. Es un espacio de morfología donde existen áreas llanas, colinas, montes aislados, diversos niveles de terrazas fluviales y marítimas, pampas ocupadas parcialmente por campos de dunas, etc. todo recortado por los amplios valles del Chira y del Piura que a su vez están cruzados por numerosas quebradas secas.

El fondo del mar peruano presenta al oeste de la Plataforma Continental una profunda fosa submarina (Fosa del Perú), que se extiende desde el norte de nuestro litoral hasta la frontera con Chile y continúa al sur. Este gran "surco" submarino, que se ha formado en la zona de contacto entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana, sólo está discontinuada por la "dorsal de Nazca", relieve submarino que interrumpe la "Fosa del Perú" al sur del Departamento de Ica, aproximadamente a la altura de la ciudad de Nazca

Según la teoría de la Tectónica de Placas, a lo largo de las fosas marinas de Perú y Chile, tiene lugar la subducción de la placa oceánica de Nazca por debajo de la placa continental sudamericana. La interacción de estas dos placas desde su establecimiento en el Mezoico temprano desempeña un rol importante en la evolución geológica y tectónica de los Andes. Al presente, las fricciones entre las dos placas serían la causa de los movimientos sísmicos que constantemente afectan la costa y región andina.

1.3.4 Hidrografía: Las dos cuencas importantes que tiene el departamento de Piura pertenecen a la vertiente hidrográfica del Océano Pacífico. Son las cuencas de los ríos Chira y Piura.

Son los ríos de la cuenca del Pacífico los que adquieren un incremento de sus aguas, en forma inmensa, con la presencia del fenómeno del Niño.

1.4. Topografía y Geología de la zona.

1.4.1 Topografía: En el caso concreto de la zona donde se ubica la Clínica San Miguel, la topografía es en declive, siguiendo la dirección aguas arriba del dren pluvial que, partiendo del Jr. Los Cocos, atraviesa la Av. Grau a la altura del parque Miguel Cortés. La Clínica San Miguel se encuentra en una de las zonas más bajas de la ciudad con cotas menores de 30 m.s.n.m. Los niveles freáticos son altos y los suelos arenosos tienen una densidad media.

1.4.2 Geología: Toda la zona de Piura se encuentra constituida sobre rocas sedimentarias y metamórficas cuyas edades abarcan desde el Terciario Superior hasta el cuaternario Reciente. La Clínica San Miguel se ubica en la zona de suelos 1 que presenta suelos aluviales con estratos de texturas variadas. El material es predominantemente arenoso de grano fino con estratos intercalados de arena gruesa y estratos inferiores de material fino (limosos y arcillosos).

El tipo de suelo y las condiciones de saturación presentes en el terreno estudiado indican que el estrato comprendido entre 2 y 4 m. de profundidad es un estrato con riesgo de licuación ante un evento sísmico. (anexo I de Ref. 38).

En el caso concreto del suelo sobre el que se asienta CSM, haciendo eco del informe técnico del estudio de suelos realizado por la UDEP (Ref. 27), se puede decir:

El estrato superior, corresponde a un suelo granular de pobre gradación, húmedo al momento de realizar las perforaciones y con niveles freáticos ubicados a 3.5 m en marzo de 1987, mientras que en junio del mismo año se encontraba a 2.1 m. Se nota la fluctuación del nivel freático por motivo de las lluvias. En la actualidad el nivel freático debe ser casi el mismo o incluso ha podido subir. El Ing. Lao Castillo, constructor del edificio, anotó que durante la excavación para construir las zapatas se encontró con abundante agua que tuvo que ser bombeada.

Debajo del estrato arenoso hay una arcilla marrón clara preconsolidada con $S=100\%$. Su índice de compresión es moderada. Observar el gráfico de la siguiente página sobre los perfiles estratigráficos obtenidos en el terreno.

1.5 Estudios de suelos.

El laboratorio de ensayos de materiales y suelos de la Universidad de Piura (UDEP) elaboró un Estudio de Mecánica de Suelos realizado para la cimentación de la Clínica San Miguel en Piura (Ref. 27). En la fase de campo este trabajo, desarrollada durante el año 1987, se realizaron 4 sondajes hasta 9 m. de profundidad con un perforador de suelos MOBILE DRILL motorizado. Esto se muestra en el anexo A-1 referido al estudio de suelos. Este trabajo de perforación fue complementado con la toma de muestras en recipientes herméticos “in situ” para su posterior procesamiento en laboratorio.

En la segunda fase de trabajo en laboratorio se realizaron pruebas de laboratorio con las muestras extraídas anteriormente como las siguientes:

- A. Ensayo triaxial con vacío en suelo cohesivo. Realizado con el objetivo de determinar los siguientes parámetros mecánicos:

- Esfuerzo cortante de falla, τ en Kg/cm^2 .
 - Esfuerzo desviador máximo, σ_d en Kg/cm^2 .
 - Angulo de fricción interna, ϕ .
- B. Compactación de suelos Proctor-Estándar (SPT). Realizado para evaluar el efecto dinámico de una muestra de arena, cuando en un molde estandarizado se somete a una frecuencia de golpes aplicados con un martillo normalizado.

Con este ensayo obtenemos:

- Densidad seca máxima que puede lograr el suelo al compactarse.
 - Contenido de humedad óptima que debe poseer el suelo “in situ” para alcanzar la máxima densidad.
- C. Límites de Atterberg. Son límites de consistencia para determinar el grado de plasticidad y la posible variación de volumen de suelos cohesivos. Se han hallado en el Laboratorio :
- Límite líquido L.L.
 - Límite Plástico L.P.
- D. Análisis granulométrico por tamizado. Realizado para hacer la clasificación del suelo y hallar algunos índices granulométricos como.
- Diámetro efectivo D_{10} en m.m.
 - Coeficiente de uniformidad, C_u .
 - Coeficiente de concavidad, C_c .
 - Peso específico relativo a los suelos. Para determinar el peso promedio de todos los minerales que constituyen un suelo.

Los resultados fueron:

- Límite líquido : 33.3 (indica un grado de compresibilidad moderada).
- Densidad = 1.47 gr/cm^3 .
- Relación de vacíos = 0.76
- Resistencia al esfuerzo cortante : $\tau = 0.37 \text{ Kg/cm}^2$.
- Resistencia al esfuerzo de compresión: $\sigma_d = 0.87 \text{ Kg/cm}^2$.
- Angulo de fricción interna: $\phi = 32^\circ$

Con el Proctor estándar se obtuvieron:

- Máxima densidad seca = 1.64 gr/cm^3 .
- Humedad óptima = 8%.

Del análisis granulométrico por tamizado se obtuvieron en promedio curvas de distribución granulométrica típicas de arenas finas pobremente graduadas con las siguientes características:

- Clasificación SUCS : SP

- Tamaño máximo : 0.2 mm
- Diámetro efectivo : $D_{10} = 0.10$ mm.

A continuación se observa en la figura 1.2 los perfiles estratigráficos obtenidos en el suelo debajo de la CSM.

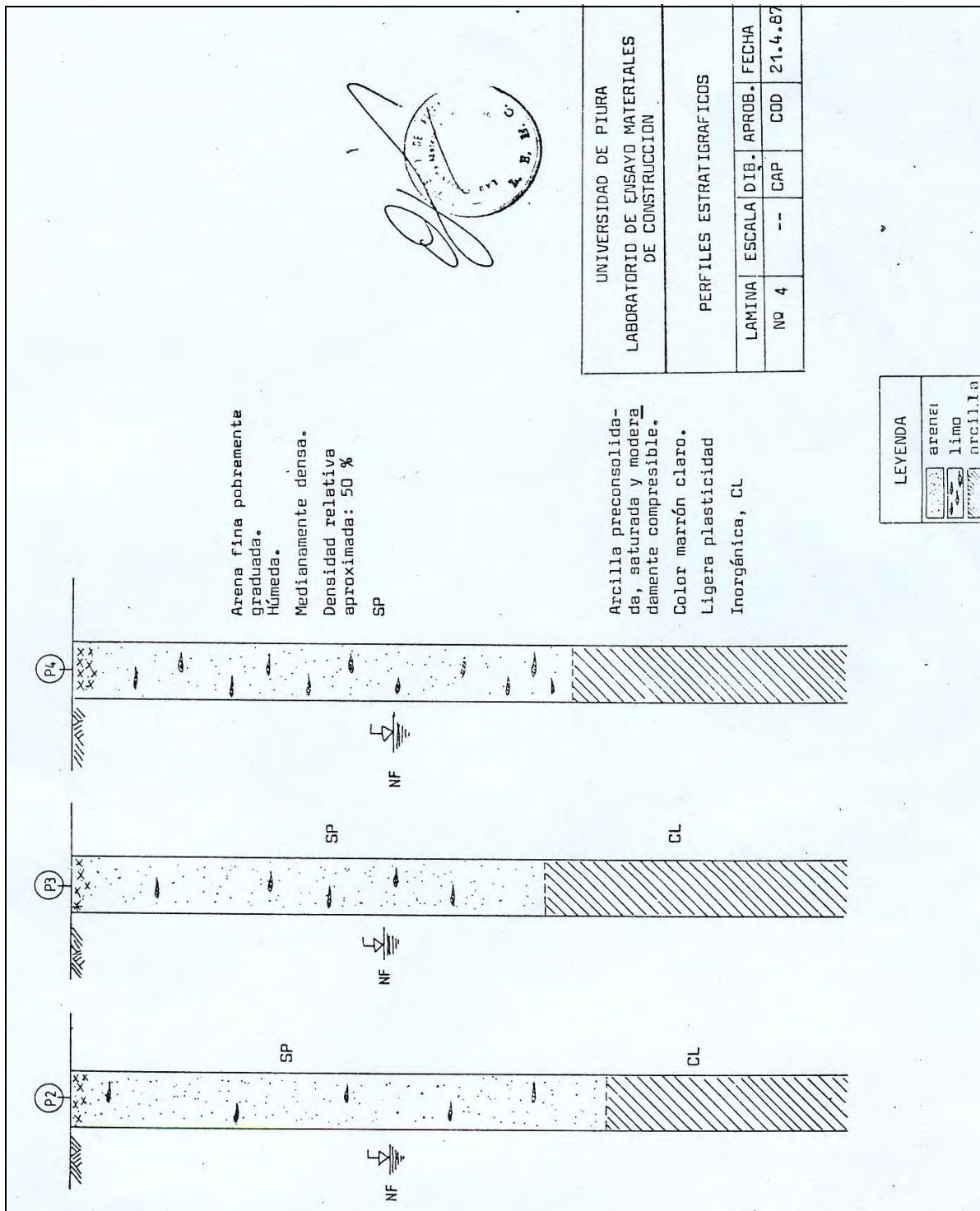


Fig. 1.2: Esquema perfiles estratigráficos realizado sen el suelo del a clínica San miguel. Nótese la presenciad el nivel freático alto y las características del suelo: arena pobremente graduada SP y arcilla preconsolidada CL.

Entre los resultados obtenidos se detectaron 2 tipos de suelos: Arena fina uniforme pobremente graduada (color marrón claro) y arcilla inorgánica (ligeramente plástica y saturada).

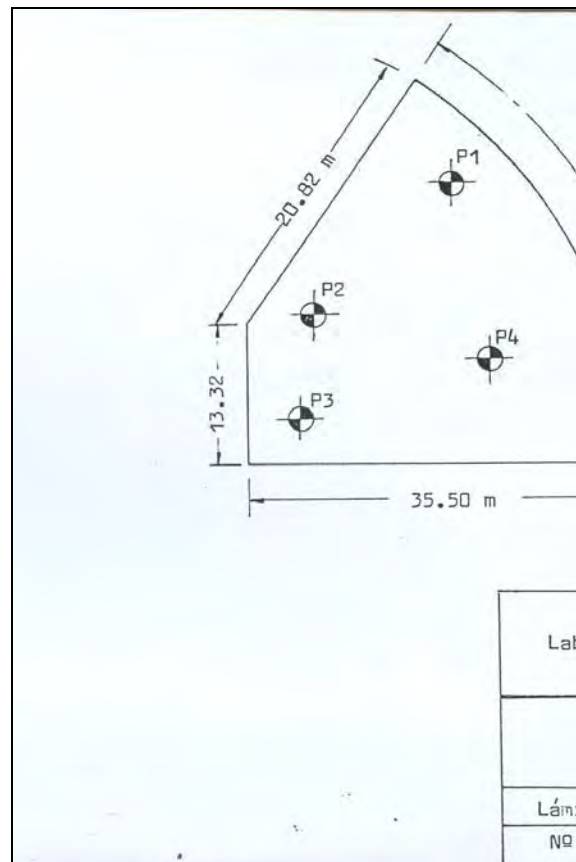


Figura 1.3: Ubicación de perforaciones realizadas en el terreno de Clínica.

En el ensayo de peso específico relativo a suelos se obtuvo:

- Gravedad específica $G_s = 2.60$

Con el ensayo SPT se obtuvo:

- El N promedio hallado en la zona de las zapatas fue de $N = 12$.

Finalmente la presión admisible a ser considerada en el diseño, según recomendó el laboratorio de suelos, debía ser: $q_u = 0.85 \text{ Kg/cm}^2$.

El ensayo de SPT realizado en la Perforación 5 se muestra en la figura 1.4 y 1.5 de las páginas siguientes.

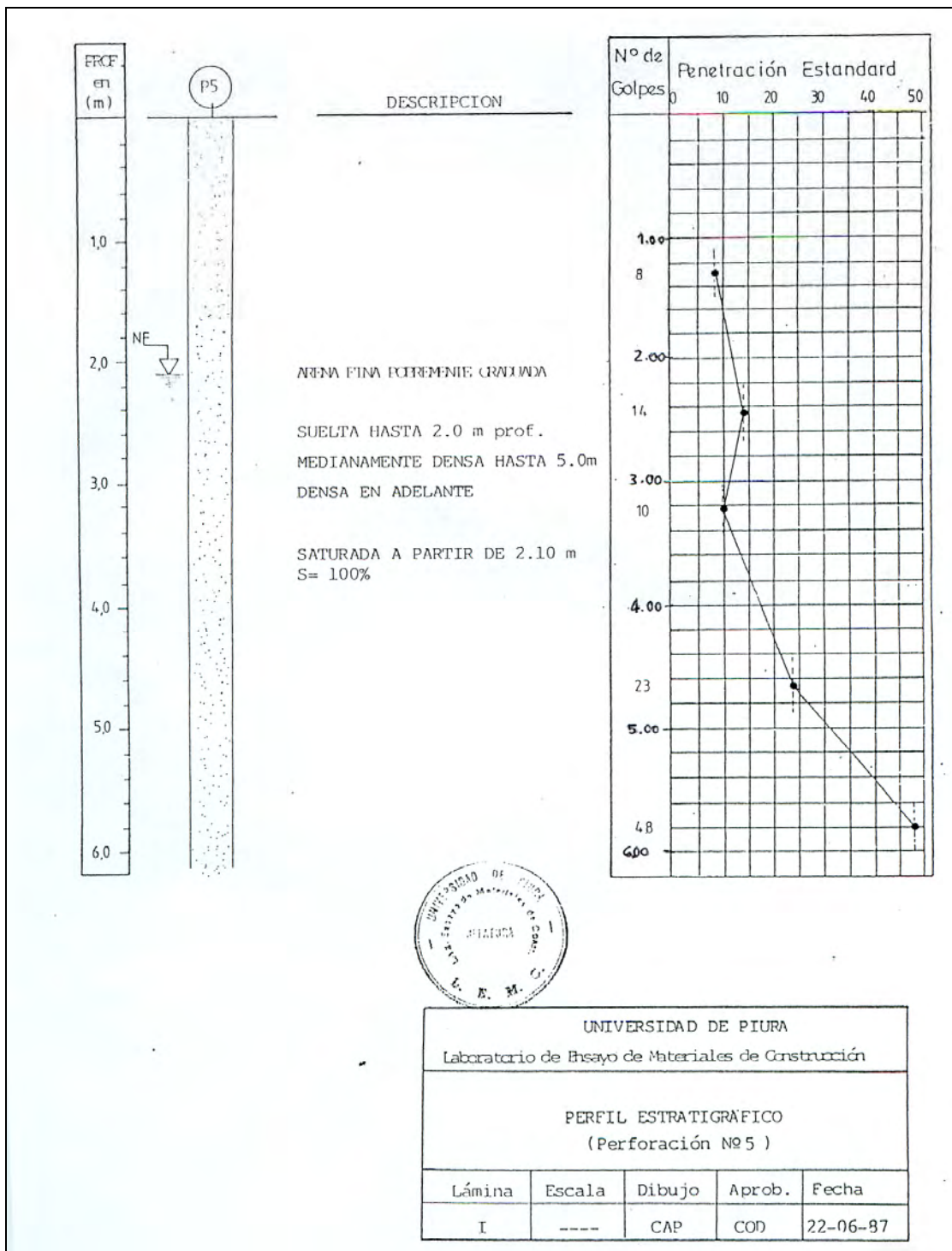


Figura 1.4: Perforación N° 5 donde se muestran los tipos de suelos encontrados: Arena pobremente graduada suelta hasta los 2 primeros metros. Medianamente densa hasta los 5 metros. El nivel freático NF=-2.10 m.

Además los resultados obtenidos con el ensayo SPT, donde se observa el número de golpes N. Cuando se junta un $N < 20$, nivel freático, arena suelta y sismo fuerte es muy probable que ocurra el fenómeno de licuación.

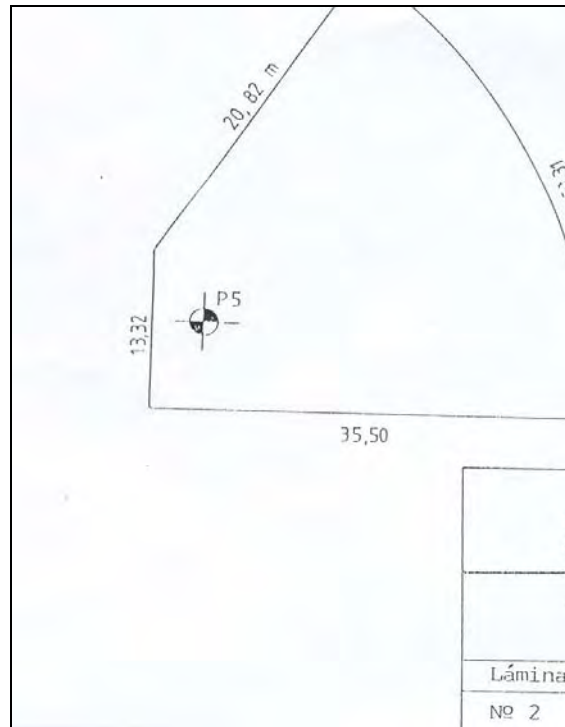


Figura 1.5: Gráfico de ubicación de la perforación P5 en CSM.

CAPITULO 2

RIESGO SÍSMICO

2.1 Riesgo Sísmico.

El impacto de los sismos en las actividades humanas ha sido un tema tratado en los últimos años en un amplio número de publicaciones desarrolladas por diversas disciplinas que han conceptualizado sus componentes en formas diferentes. La Oficina de las Naciones Unidas para Asuntos Humanitarios (ONU/DHU) en conjunto con la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO) promovió una reunión de expertos con el fin de proponer una unificación de definiciones que ha sido ampliamente aceptada en los últimos años. Entre otros conceptos, el reporte de dicha reunión “Desastres Naturales y Análisis de Vulnerabilidad” (Ref. 17) incluyó los siguientes:

Amenaza o riesgo (“Hazard”– H): Es la probabilidad de ocurrencia de un evento potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado.

Vulnerabilidad (“Vulnerability” - V): Grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo resultado de la probable ocurrencia de un evento desastroso, expresada en una escala desde 0 (sin daño) a 1 (pérdida total).

Riesgo Específico (“Specific Risk” – R_s): Es el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un evento particular y como una función de la amenaza y la vulnerabilidad.

Elementos bajo riesgo (“Elements at Risk” - E): Son la población, las edificaciones y obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta en un área determinada.

Riesgo Total (“Total Risk” – R_t): Se define como el número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica debido a la ocurrencia de un evento desastroso, es decir, el producto del Riesgo Específico R_s y los elementos bajo riesgo E.

Puede resumirse lo dicho anteriormente en: $R_t = E \cdot R_s = E \cdot (H \cdot V)$

Si consideramos la Exposición E implícita en la vulnerabilidad V, sin que esto modifique la concepción original, podría plantearse:

Una vez conocida la amenaza o peligro A_i , entendida como la probabilidad de que se presente un evento con una intensidad mayor o igual a i durante un periodo de tiempo t , y conocida la vulnerabilidad V_e , entendida como la predisposición intrínseca de un elemento expuesto a ser afectado o de ser susceptible a sufrir una pérdida ante la ocurrencia de un evento con una intensidad i , el riesgo R_{ie} puede entenderse como la probabilidad de que

se presente una pérdida sobre el elemento e, como consecuencia de la ocurrencia de un evento con una intensidad mayor o igual a i,

$$R_{ie} = (A_i, V_e)$$

Los hospitales y clínicas son edificaciones con un alto riesgo sísmico basta observar el cuadro 2.1 mostrado abajo donde muchos de ellos tuvieron fallas estructurales muy graves o colapsaron, además de fallas en su operación por daños no- estructurales y problemas funcionales.

Cuadro 2.1: Hospitales afectados por sismos en América (Fuente: Cardona, Vulnerabilidad sísmica de hospitales Ref. 16)

HOSPITAL	PAÍS	SISMO
Hospital de Kern	EE.UU.	Kern County, 1952
Hospital Traumatológico	Chile	Chile, 1960
Hospital de Valdivia	Chile	Chile, 1960
Hospital Elmerdof	EE.UU.	Alaska, 1964
Hospital Santa Cruz	EE.UU.	San Fernando, 1971
Hospital Olive View	EE.UU.	San Fernando, 1971
Hospital Veterans Adminis.	EE.UU.	San Fernando, 1971
Seguro Social	Nicaragua	Managua, 1972
Hospital Escalante Padilla	Costa Rica	San Isidro, 1983
Hospital Benito Juárez	México	México, 1983
Centro Médico	México	México, 1983
Hospital San Rafael	Costa Rica	Piedras Negras, 1990
Hospital Olive View	EE.UU.	Northridge, 1994
Hospital Antonio P. de Alcalá	Venezuela	Cumaná, 1997



Fotografía 2.1 Daños producidos principalmente en los elementos no estructurales en este edificio durante el sismo de México de 1985. Fuente: UNAM.



Fotografía 2.2: Daños producidos en un edificio de concreto armado en las columnas, muros de relleno (tabiques), vigas durante el sismo de México en 1985. Fuente: UNAM.

2.2 Características que acentúan el riesgo sísmico.

El riesgo sísmico también se acentúa porque si bien es cierto que esta clase de edificios son muy esenciales e indispensables para enfrentar un desastre, también es cierto son altamente vulnerables, por ser muy complejos desde el punto de vista funcional, tecnológico y administrativo.

Los servicios que la Clínica San Miguel, en su conjunto de 5 edificios, presta y que la hacen un edificio esencial y vital son:

1. Anestesiología
2. Cirugía General y Cirugía Laparoscópica.
3. Cirugía por especialidades: Tórax, Oncológica, Neurocirugía.
4. Dermatología.
5. Departamento Materno-Infantil y Unidad de Cuidados Intensivos.
6. Ginecología, Obstetricia, Infertilidad, Menopausia y Osteoporosis.
7. Odontología.
8. Otorrinolaringología.
9. Cardiología.
10. Hematología.
11. Gastroenterología.
12. Medicina Interna y Cuidados Intensivos.
13. Nefrología.
14. Neumología.

15. Neurología.
16. Oftalmología.
17. Traumatología y Ortopedia.
18. Urología.
19. Laboratorio Clínico.
20. Diagnóstico por imágenes.
21. Hospitalización.
22. Centro Quirúrgico.
23. Servicio de emergencia las 24 horas.
24. Consultas ambulatorias.
25. Farmacia.
26. Cafetería.

Todos estos servicios encierran una serie de personas, equipos, horas de ocupación de los recintos y vías de acceso, etc. factores que son determinantes al momento de presentarse un sismo.

En resumen de lo expuesto anteriormente las características que lo hacen vulnerables son:

1. **Ocupación:** Los hospitales y clínicas son edificios con un alto número de ocupantes: pacientes, empleados, personal médico y visitantes. Suelen estar ocupados todo el día y toda la noche. Muchos de sus pacientes requieren cuidado y atención continua y especializada como los que se encuentran en la UCI. Poseen equipos especiales y utilizan gases potencialmente peligrosos como lo es el oxígeno. Pueden existir equipos que mantiene la vida y requieren estar encendidos en forma continua.
2. **Complejidad:** Son edificios muy complejos que ejercen las funciones de cualquier edificio de hotel, oficinas, restaurante, laboratorio y bodega. Estos centros de salud contienen un gran número de habitaciones y largos corredores donde confluyen las personas en casos de desastres como son sismos, al presentarse este evento puede que no haya corriente eléctrica, pueden caerse muebles y escombros, los ascensores pueden dejar de funcionar, etc.
3. **Suministros críticos:** La mayoría de los suministros que requieren los centros de salud como farmacéuticos, vendajes, tablillas son esenciales para que los pacientes sobrevivan y para tratar a los pacientes víctimas de los terremotos. También son importantes las historias clínicas de los pacientes para su respectivo tratamiento. El posible daño en los archivos y zona de almacén haría imposible obtener todo esto en el momento que más se necesita como lo es después de un fuerte terremoto.
4. **Materiales peligrosos:** Existen dentro de una instalación hospitalaria algunos productos que resultarían de gran peligro si se sueltan o liberan al caerse a raíz de un sismo. Los estantes que contienen estos medicamentos o químicos pueden producir efectos tóxicos en la población del hospital o clínica. También pueden producirse incendios por fugas en cilindros de gas de la cocina. Se observa en la fotografía 2.4 un tanque de gas sin ningún tipo de conexión.



Fotografía 2.3: **Clínica San Miguel.** Vista de coche térmico, ingresando al ascensor, que transporta alimentos para pacientes hospitalizados, dándose así la función de hotel y restaurante.

5. **Servicios públicos:** Un centro de salud es una institución que más que ninguna otra requiere de los servicios públicos de luz eléctrica, agua, combustibles, recojo de basura, comunicaciones, etc. Sin ellas no podrían funcionar los equipos de rayos x, soporte de vida, esterilización, etc.
6. **Artículos pesados:** Muchos equipos pesados y televisores suelen ubicarse cerca de la cama de los pacientes, en lugares altos que en caso de un sismo pueden desprenderse y ocasionar serios daños y accidentes. En la fotografía 2.5 se nota la presencia de objetos pesados y peligrosos en altura que podrían caerse en caso de sismo.



Fotografía 2.4: **Clínica San Miguel.** Vista de un tanque de gas cerca de la cocina, en caso de un sismo puede volcarse y ocasionar una fuga.

7. **Problemas externos:** Debido a un colapso funcional de los servicios del hospital o clínica en casos de sismo: Hospitalización, Emergencia, Consultorios, Administración, Cuidados intensivos, Farmacia, Cafetería, etc. donde las personas desde el interior desean salir hacia afuera durante el sismo, luego después del evento habrá una cantidad grande de personas buscando a sus pacientes; bomberos, médicos, policías y defensa civil estarán socorriendo a los heridos; llegarán heridos leves y graves al hospital o clínica a ser atendidos y en mayor número por tratarse de la clínica más importante, equipada y de prestigio del departamento.



Fotografía 2.5: Clínica San Miguel. Vista de elementos que podrían desprenderse en caso de un sismo fuerte.

CAPITULO 3

AMENAZA SÍSMICA

3.1 Amenaza Sísmica.

Habiendo definido la amenaza sísmica como la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado, en este capítulo, se comenzará diciendo que Piura está ubicada en una zona de alta sismicidad. Esta ciudad se encuentra sobre una franja sísmica muy activa conocida como Cinturón Circumpacífico. Esta zona es donde se libera más del 85% del total de energía de la tierra.

Los sismos no se presentan sólo en las zonas sismogénicas sino en todas aquellas que están suficientemente cercanas a las mismas, hasta donde pueden llegar ondas de amplitud significativa. Esto agrava la amenaza de una zona a los sismos. En la región la tectónica de placas indica que los sismos ocurren cuando se da un corrimiento entre las áreas de contacto de la Placa Sudamericana (continental) y la Placa de Nazca (oceánica). A esto se le llama subducción.

A la sismo-tectónica se suma la presencia de dos fallas geológicas importantes, producidas en el interior del país por la colisión de las placas, que también son causantes de los sismos: La Falla Huaypirá y la Falla Illesca. La primera ubicada al norte de Sullana dirección E-O, de 70 Km de longitud. No tiene características de ser activa. Esta puede producir sismos de 7 a 7.65 grados de magnitud. La segunda se ubica en el Macizo de Illescas y la Cuenca de Sechura, su dirección es de N150°E y su longitud es de 25 km.

Si tenemos en cuenta el silencio sísmico de Piura, entendido que si en esta área se han dado grandes terremotos en el pasado, éstos volverán a ocurrir en el futuro; se evidencia que la ciudad posee una amenaza sísmica alta. En la figura 3.1 del IGP puede observarse los sismos más fuertes ocurridos en la región en su historia, donde se muestra que la actividad sísmica no es baja.

3.2 Historia Sísmica de la región de Piura

Se presentan más adelante en la tabla 3.1 de la historia sísmica de la región de Piura del último siglo donde se nota la presencia de los sismos sentidos en la ciudad de Piura, estos datos fueron tomados del Banco de Datos del Catálogo sísmico del Perú del año 1500 a 1983 (Ref. 21). Para entender dicho cuadro se explicarán algunos conceptos de sismología partiendo del punto de que los terremotos pueden ser medidos en función de la cantidad de energía liberada (Magnitud) y/o mediante el grado de destrucción que ellos causan en el área afectada (Intensidad).

La Magnitud y la Intensidad son dos medidas diferentes de un terremoto, aunque suelen ser confundidas por el público. Parte de esta confusión, probablemente se debe a la similitud en las escalas usadas para expresar estos parámetros.

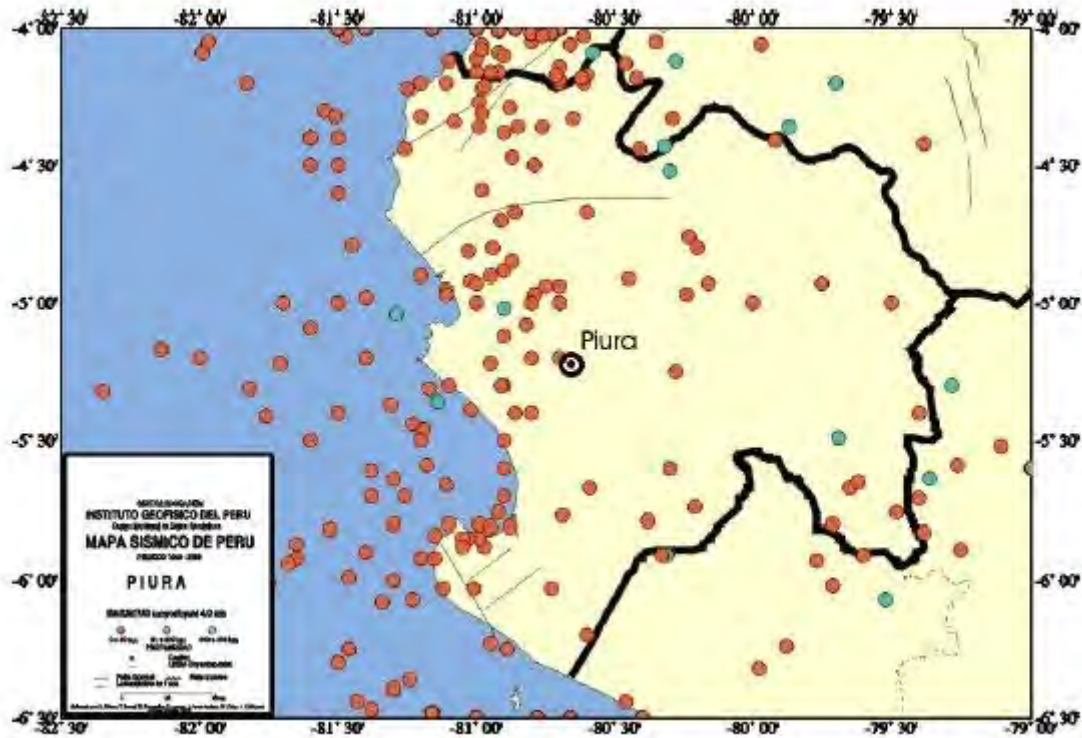


Fig. 3.1: Mapa sísmico de Piura donde se muestran los sismos ocurridos de magnitud mayor a 4.0 mb Fuente: IGP

Magnitud: Concepto introducido en 1935 por Charles Francis Richter, sismólogo del Instituto de Tecnología de California, para medir los terremotos locales y así poder estimar la energía por ellos liberada a fin de ser comparados con otros terremotos. Posteriormente, el uso de esta escala se extendió y fue aplicándose a los diferentes terremotos que ocurrían en el mundo. La magnitud está asociada a una función logarítmica calculada a partir de la amplitud de la señal registrada por el sismógrafo (ML, Ms, mb) o a partir de su duración (MD) sobre el sismograma.

Magnitud local (M_L).- La definición de M_L es realizada en función del registro de un terremoto en un sismógrafo del tipo WA,

$$M_L = \text{Log } A(\Delta) - \text{Log } A_0(\Delta)$$

donde A y A_0 representan a las amplitudes máximas de un terremoto registrado a una distancia Δ para el terremoto de magnitud M_L y magnitud cero. Para una estación diferente a WA y para una región en particular, se debe realizar la corrección en distancia contenida en el término A_0 antes de establecer una correspondencia entre el sismógrafo utilizado y el WA.

Magnitud de ondas superficiales (M_s).- Magnitud válida para terremotos con foco superficial en donde la amplitud máxima debe ser medida en el modo fundamental de la onda Rayleigh con periodo (T) entre 18 – 22 segundos. Las correcciones deben considerar la distancia epicentral y la profundidad del foco del terremoto.

La relación utilizada frecuentemente es:

$$M_s = \log(A/T) + 1.66 \log \Delta + 3.3$$

Donde A es la amplitud del desplazamiento del suelo en micras y la distancia Δ epicentral en grados. La fórmula anterior es válida para distancias comprendidas entre $20^\circ < \Delta < 90^\circ$ y para terremotos con focos localizados a profundidades menores a 70 km.

Magnitud de ondas de volumen (mb). Magnitud calculada a partir de la relación (A/T) de la componente vertical para una onda P. Esta magnitud es válida para terremotos ocurridos a diferentes profundidades y a distancias comprendidas entre 5° y 90° . La relación que permite calcular mb es conocida como la fórmula de Gutenberg,

$$m_b = \log(A/T) + Q(\Delta, h)$$

donde A es la amplitud de la señal sísmica medida sobre la componente vertical de un registro de periodo corto (micras), T el periodo (s) y Q expresada en función de la distancia epicentral (Δ) y la profundidad del foco (h) según las tablas de Gutenberg y Richter (1956).

Magnitud de duración (MD). Magnitud válida para sismos de magnitud menor a 5 ocurridos a distancias menores a 200 km. Esta magnitud se basa en medir la duración de la señal del registro del terremoto (t) después del arribo de la onda P hasta cuando la amplitud de la señal se confunde con el ruido de fondo. Esta magnitud es definida con la siguiente relación:

$$MD = a + b \cdot \log t + c \cdot \log t^2 + d \cdot \Delta$$

Donde, t es la duración del registro del terremoto en segundos, Δ la distancia epicentral en km; a, b, c y d son constantes determinadas para cada estación.

Geometría de falla y momento sísmico: La orientación de la falla, la dirección del movimiento y el tamaño del terremoto pueden ser descritos por la geometría de la falla y el momento sísmico. Estos parámetros pueden ser determinados a partir del análisis de las formas de onda de un terremoto. Las diferentes formas y direcciones del movimiento de las ondas registradas a diferentes distancias y azimutes desde el foco del terremoto, son usadas para determinar la geometría de la falla y la amplitud de la onda para conocer el momento sísmico. El momento sísmico puede ser relacionado con los parámetros de la falla mediante la relación de Aki (1966),

$$M_0 = \mu S \cdot D$$

Donde μ es el módulo de rigidez, S el área de la falla y D el desplazamiento medio sobre el plano de falla.

El momento sísmico es una medida más consistente del tamaño de un terremoto y hoy en día es el parámetro más importante. Este factor ha dado lugar a la definición de una nueva escala basada en el momento sísmico (Kanamori, 1977), denominada magnitud energía.

$$M_w = (2/3) \log(M_0) - 6.0$$

Donde Mo es expresado en Nm.

La intensidad: Esta no permite medir el movimiento del suelo, pero si los efectos que ellos producen en la superficie en donde causan daños al hombre y a las construcciones.

En 1902, G. Mercalli introduce una nueva escala con 10 grados de intensidad, siendo posteriormente incrementada a 12 por A. Cancani. En 1923 Sieberg publica una escala más detallada, pero basada en el trabajo de Mercalli-Cancani. En 1931, O. Wood y F. Newmann proponen una nueva escala, modificando y condensando la escala de Mercalli-Cancani-Sieberg, surgiendo así la escala Mercalli Modificada (MM). Esta escala de 12 grados expresada en números romanos y fue ampliamente utilizada en el mundo. Sin embargo, actualmente se utiliza la escala **MSK-1964** elaborada por tres sismólogos europeos: Medvedev, Sponhever y Karnik. Esta escala consta de 12 grados denotados de I a XII, la misma que ha sido adaptada para su aplicación en terremotos de Perú por Ocola (1979).

Las áreas de igual intensidad son representadas sobre un mapa mediante líneas denominadas Isosistas. El centro de la línea de mayor intensidad es llamado epicentro Macrosísmico y puede ser diferente al epicentro real llamado Microsísmico. A fin de no confundir magnitud e intensidad, dos terremotos de igual magnitud pueden generar en superficie intensidades máximas muy diferentes.

Cuadro 3.1 Historia sísmica de la región de Piura del último siglo

Localidad	día/mes/año	Hora	SE coordenadas macro sísmicas		Magnitudes			Coordenadas		Elev.	Dep. I
Piura	28/09/06	15:24	-6.11	-77.49	7.9 Ms		7 M			35	361
Piura	28/04/06	18:00	-3.95	-81.36			6 M			35	159
Piura	24/07/12	11:50	-5.62	-80.41			10M	-5.2	-80.62	35	26
Piura	07/07/38	04:05	-5.69	-80.04			6 M	-5.2	-80.62	35	84
Piura	24/05/40	16:33	-11.2	-77.79	8 Ms	6.6 Mb	10M	-5.2	-80.62	35	785
Piura	15/03/45	21:20	-4.00	-81.60		4.5 Mb	5 M	-5.2	-80.62	35	105
Piura	07/04/45	09:32	-4.16	-82.09			5 M	-5.2	-80.62	35	98
Piura	02/05/45	09:30	-5.20	-81.40		4.6 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	
Piura	22/09/45	13:10	-5.50	-80.90		4 Mb	2 M	-5.2	-80.62	35	
Piura	23/09/48	21:16	-5.40	-80.80		4.2 Mb		-5.2	-80.62	35	45
Piura	16/10/50	05:25	-5.00	-80.00			6 M	-5.2	-80.62	35	30
Morropón	26/01/51	02:51	-5.79	-79.51			6 M	-5.2	-80.62	35	100
Piura	15/01/52	07:00	4.26	-80.06	6.5 Ms		5 M	5.18	-79.97	13	93
										5	
Paita	02/01/53	11:23	-6.00	-81.00			5 M	-5.2	-80.62	35	121
Huanca-bamba	17/04/53	00:02	-5.32	-77.70	6 Ms	5.6 Mb	6 M	-5.1	-81.11	10	
										2	
Huanca-bamba	17/06/53	15:30	-5.00	-79.43		3.1 Mb	2 M	-5.2	-79.45	19	194
										57	
Piura	28/07/53	01:30	-4.6	-80.6			5 M	-5.2	-79.45		
Huanca-bamba	12/12/53	16:35	-4.98	-80.72			5 M	-5.2	-80.62	35	55
Huanca-bamba	12/12/53	17:31	3.88	-80.45	7.8 Ms	6.7 Mb	9 M	-5.2	-79.45	19	
										57	
Huanca-bamba	28/12/53	08:39	-5.23	-79.45				-5.2	-79.45	19	186
										57	
Piura	17/12/54	21:00	-5.6	-80.30		4.8 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	101

Localidad	día/mes/año	Hora	SE coordenadas macrosísmicas		Magnitudes			Coordenadas		Elev.	Dep. 1
Huanca-bamba	10/08/55	07:45	-3.58	-80.22			6 M	-5.2	-79.45	1957	202
Piura	19/08/55	07:44	-8.0	-79.5			6 M	-5.2	-80.62	35	380
Piura	08/08/57	13:50	-4.28	-81.92			6 M	-5.2	-80.62	35	123
Piura	07/02/59	09:36	-4.21	-81.11	7.4 Ms	6.2 Mb	7 M	-5.2	-80.62	35	54
Piura	20/11/60	22:01	-5.6	-80.90	6.8 Ms	5.9 Mb	6 M	-5.2	-80.62	35	114
Piura	29/08/63	15:30	-7.1	-81.6		7 Mb	6 M	-5.2	-80.62	35	652
Piura	17/10/66	22:41	-10.8	-78.65				-5.2	-80.62	35	651
Piura	17/10/66	21:41	-10.8	-78.65	8 Ms	6.4 Mb	9 M	-6.7	79.84	58	148
Piura	31/05/70	21:23	-9.27	-78.83	7.8 Ms	6.4 Mb	10M	-5.2	-80.62	35	479
Piura	31/05/70	20:23	-9.27	-78.83	7.8 Ms	6.4 Mb	10M	-5.2	-80.62	35	130
Piura	10/12/70	04:34	-4.06	-80.66	7.1 Ms	6.3 Mb	10M	-4.8	-80.68	93	101
Sullana	10/12/70	04:34	-4.06	-80.66	7.1 Ms	6.3 Mb	10M	-5.2	-80.62	35	116
Piura	11/07/71	01:33	-4.40	-79.95	7.1 Ms		6 M	-5.2	-80.62	35	76
Piura	09/06/74	14:16	-5.81	-80.99	5.6 Ms	5.6 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	76
Piura	02/10/74	02:55	-5.85	-80.99	5.6 Ms	5.6 Mb	3M	-5.2	-80.62	35	92
Piura	16/09/75	00:44	-4.37	-80.85		5.1 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	91

También existen gráficos proporcionados por el Instituto Geofísico del Perú donde se presentan cada cierto tiempo los sismos ocurridos a nivel nacional, tal como el que se presenta en la figura 3.2.



Figura 3.2. Gráfica de los sismos sensibles (≥ 4.0 Richter) en el Perú desde septiembre a noviembre del año 2003. Nótese la costa peruana, ubicada en el cinturón del Fuego, corresponde a la zona de alta sismicidad. Se observa un sismo de 4.0 Richter presentado en Piura. Cortesía: IGP.

Además, basado en estudios geológicos de la zona el Dr. Huaco del IGP (Ref. 38) realizó un análisis probabilístico para determinar las aceleraciones máximas de sismos en roca para diferentes periodos de retorno. Se utilizaron fuentes sismogénicas y las leyes de atenuación sísmica disponibles. Luego R. Mc. Curie, utilizando el programa Risk, obtuvo

la aceleración máxima (%g). Para un período de retorno de 475 años correspondiente a la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años como señala la Norma Peruana Sismorresistente (Ref. 43) se obtuvo : Aceleración máxima (%g) = 0.46 g.

Cuadro 3.2: Aceleración máxima del suelo para distintos períodos de retorno

Período de retorno (años)	Aceleración máxima Piura		S (coefi - ciente sitio)	a (aceleración de diseño) (cm/seg ²)
	(% g)	Aa (m/seg ²)		
30	0.21	2.06	1.20	247
50	0.24	2.35	1.20	283
100	0.29	2.84	1.20	341
200	0.35	3.43	1.20	412
285	0.39	3.83	1.20	459
475	0.46	4.51	1.20	542
909	0.55	5.40	1.20	647

Con toda esta información proporcionada se respalda la hipótesis de que Piura es una zona con una sismicidad media-alta. Cosa que acompañada con la vulnerabilidad nos dirá si el edificio de Clínica San Miguel se encontrará en riesgo sísmico.

CAPITULO 4

EXPOSICIÓN

4.1 Exposición Sísmica

Este concepto no es muy claro definirlo por varias razones. Según las definiciones dadas por el informe de “*Natural Disasters and Vulnerability Analysis*” (UNDRO 1979) se definió la exposición llamándola también elementos en riesgo. Estos son la población, las edificaciones y obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta en un área determinada. Por ello, dentro de este marco conceptual el Dr. Cardona (Ref.17) propuso en el Instituto de Ingeniería Sísmica y Sismología (IZIIS) de Skoplie, antigua Yugoslavia, en 1985, eliminar la variable exposición E por considerarla implícita dentro de la vulnerabilidad V, ya que no se es vulnerable sino se está expuesto.

Otras definiciones como la del Observatorio Sismológico del SurOccidente de la Universidad del Valle de Cali (Colombia) señala que el término **exposición** se refiere a un área o región, expuesta a un fenómeno amenazante, o a un elemento potencialmente sometido a él (vidas, estructuras).

Pero cabe otra definición de la exposición que se relaciona más con la amenaza sísmica y se refiere a que tan expuestas están las estructuras para estar en riesgo sísmico debido al sitio donde se ubican, es decir a la respuesta del sitio frente al sismo. Se puede diferenciar en el siguiente cuadro:

Tabla 4.1 Diferenciación de términos: Amenaza, Vulnerabilidad y Exposición según el autor.

Riesgo sísmico	$R = A \times V \times E$
Amenaza sísmica (A)	Referida al sismo. Si es probable que ocurra alguno, su intensidad y magnitud, si esta en zona sísmica.
Vulnerabilidad sísmica (V)	Referida al edificio. Que tan resistente será a un sismo.
Exposición sísmica (E)	Referida al entorno y lugar. Características geodinámicas del suelo, si está en ladera, zona de lluvias, zona potencialmente licuables, etc.

Por ejemplo hay algunos factores que hacen que una edificación tenga mayor riesgo sísmico debido a la exposición como:

4.1.1 Suelo: Es importante porque el sismo se da en la corteza terrestre y este se trasmite del suelo a la estructura, por ello si el suelo presenta algunos defectos la respuesta sísmica del edificio también se verá afectada. Son suelos con peligro en caso de sismo los siguientes:

- Suelos con potencial de licuación
- Arenas secas colapsables.
- Terrenos en ladera.
- Rellenos no homogéneos.
- Suelos bajos inundables.



Figura 4.1: Ladera que puede fallar en caso de sismo provocando una mayor exposición sísmica a un edificio ubicado tanto arriba como debajo de ella. Esto aumentará el riesgo sísmico.

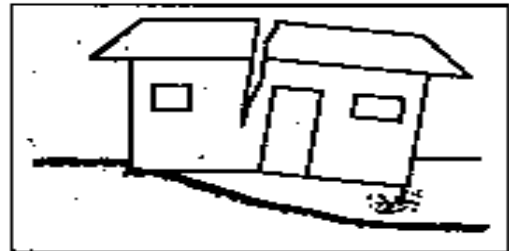
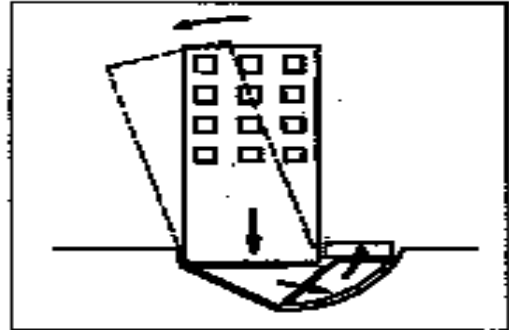


Figura 4.2: Arriba se muestra el fallo de un suelo por licuación trayendo consigo el colapso del edificio. Abajo se muestra el asentamiento de una vivienda.

Las características estratigráficas, hidráulicas, de resistencia del suelo, las propiedades y el comportamiento dinámico del suelo son factores que influyen en la respuesta sísmica de la cimentación de todo edificio, ya que esta transmite las fuerzas sísmicas a la estructura, consecuentemente ésta será la responsable en gran parte del comportamiento del edificio.

También al suelo se le puede considerar como un vibrador, por tanto tendrá una serie de períodos de vibración libre dependiendo de las condiciones estratigráficas y de sus propiedades dinámicas. Se encontrará que existirá un período máximo de vibración o fundamental el cual puede ser excitado por la perturbación sísmica más fácilmente que los armónicos más altos y el cual puede producir falla en el subsuelo cuando este es de baja resistencia.

Cuando el período fundamental del suelo T_s sea aproximadamente coincidente con alguno de los períodos de los edificios, dicho edificio estará en resonancia produciéndose en su centro de masa una amplificación de la aceleración con respecto a la aceleración máxima de la superficie del suelo. Esto ocurrió en muchos edificios durante el sismo de México de 1985.

El período fundamental T_s del suelo resulta el más importante de considerar ya que origina la respuesta máxima y consecuentemente la amplificación máxima para determinado

amortiguamiento crítico del edificio, y por tanto, puede servir como base para formular un espectro práctico de diseño o evaluación (Ref. 60).

4.1.2 Influencia del nivel freático y de la posibilidad de licuación

La licuación es una condición en la cual, un suelo pierde su resistencia y se comporta como un fluido muy viscoso, debido a la generación de altas presiones en el agua que se encuentra entre sus granos (presión de poros). Este fenómeno se puede presentar durante un sismo y fundamentalmente ocurre en suelos arenosos saturados. (Ref. 24).

Los esfuerzos de corte cíclicos que genera un sismo, mediante las ondas que están viajando por la corteza terrestre, hacen que las partículas de suelos sufran reacomodos y se produzca densificación. Teniendo en cuenta que la duración de los esfuerzos de corte cíclico es muy pequeño en comparación con el tiempo necesario para que ocurra algún drenaje, la tendencia de la arena a disminuir su volumen durante cada ciclo, se refleja en un incremento de la presión de poros. Esto causa reducción continua del esfuerzo efectivo y consecuentemente reducción en la resistencia de la arena.

Si el número de ciclos es tal que la presión de poros iguala a la presión de confinamiento inicial, el esfuerzo efectivo existente en el esqueleto de la arena se reduce a cero, perdiendo la resistencia al corte dicho suelo; presentándose flujos ascendentes de agua debido a las presiones altas.

Los daños más saltantes que un fenómeno de licuación puede presentar son grandes asentamientos o agrietamientos del terreno. Esto trae consigo algunas fallas catastróficas.

No existe un software para poder estimar de qué modo afecta a una estructura este fenómeno, pero si existen distintas metodologías para evaluar el potencial de licuación del suelo. Saber que un suelo se licua es ya una situación muy grave pues los daños en el edificio pueden ser también muy graves. Lo que no se puede evaluar es cómo lo daña el fenómeno sino suponer efectos factibles, asunto que es más de criterio que de modelación.

4.2 Método simplificado para evaluar el potencial de licuación mediante el SPT

Existe un método empleado en China para evaluar el potencial de licuación mediante correlaciones con el SPT. Este método es bastante simplificado y de fácil aplicación por lo cual podría servir para obtener una información preliminar de la susceptibilidad de un depósito de sufrir licuación. Los resultados obtenidos son conservadores respecto a otro método encontrado en la bibliografía del Sistema Nacional para la Atención y Prevención de Desastres de Colombia, no se usó este último método por falta de algunos datos como son de niveles piezométricos del suelo e índices de plasticidad a distintas profundidades (Cada metro de profundidad). Ver con mayor detalle el método en Ref. 24.

Básicamente el principio de ambos métodos es muy similar, pero en este caso se determina un valor crítico del número de golpes de tal modo que si el N obtenido en campo es menor que N crítico, existe la posibilidad de licuación. Para cada intensidad de sismo se ha determinado experimentalmente cuál es el valor del N crítico.

La ecuación empleada en el código chino de construcciones es la siguiente:

$$N_{crit} = N_o \times [1 + 0.125(Z - 3) - 0.05(dw - 2) - 0.1(PC - 3)] \quad (4.1)$$

Donde: Z = Profundidad de análisis (m).

dw = Profundidad del nivel de agua (m).

PC = Porcentaje de arcilla (diámetro menor de 0.002 mm).

N_o = Valor de referencia (golpes/pie) $\approx 3 + 43(a/g)$.

a = Aceleración de diseño.

g = Aceleración de la gravedad.

Los valores de N empleados para desarrollar las ecuaciones corresponden en general a equipos SPT que transmiten un 60% de la energía teórica (eficiencia de 60%), pero nuestro equipo de laboratorio posee una eficiencia de 45%, entonces los valores N medidos se multiplican por $45/60 = 0.75$. En este caso ya no se corrige por profundidad (por presión de confinamiento). Así obtenemos un valor de N_{60} corregidos.

Para determinar el porcentaje de arcilla en el suelo es necesario realizar ensayos de hidrometría. En caso que se dificulte este paso se puede estimar con la siguiente correlación:

$$PC = F/3 \quad (4.2)$$

PC = Porcentaje de arcilla

F = Porcentaje de finos.

Respecto al suelo de la Clínica San Miguel éste es un suelo potencialmente licuable en caso de presentarse un evento sísmico. Si se observa el perfil estratigráfico para la perforación N°5 (Figura 1.4 del capítulo 1) del Estudio de Suelos se puede sacar la siguiente conclusión: Existe una zona licuable entre las cotas 2.10 a 4.20 debido a un $N < 20$ y por estar con un $S=100\%$ (saturado). Luego se analiza para diferentes períodos de retorno si el suelo de la Clínica San Miguel es licuable basados en la Metodología China.

Tabla 4.2: CALCULOS PARA DETERMINAR POTENCIAL DE LICUACIÓN USANDO METODOLOGÍA CHINA - Período de retorno 30 años

Profund. Z (m.)	N medido	N_{60} (%)	dw (m)	PC (%)	N_o	N_{crit}	Codición
1	7	6	1	0.95	13.83	13.90	no licuable/suelo seco
2	12	9	1	0.95	13.83	15.62	licuable
3	11	9	1	0.95	13.83	17.35	licuable
4	17	13	1	0.95	13.83	19.08	licuable
5	32	24	1	0.95	13.83	20.81	no licuable
6	48	36	1	0.95	13.83	22.54	no licuable

$$a \text{ (aceleración diseño)} = \frac{247}{gals} \quad \% g = 0.25$$

Ncrit = Valor crítico del SPT por debajo del cual ocurre licuación

Tabla 4.3: CALCULOS PARA DETERMINAR POTENCIAL DE LICUACIÓN USANDO METODOLOGÍA CHINA - Período de retorno 50 años

Profund. Z (m.)	N medido	N60 (%)	dw (m)	PC (%)	No	Ncrit	Codición
1	7	6	1	0.95	15.40	15.48	no licuable/suelo seco
2	12	9	1	0.95	15.40	17.41	licuable
3	11	9	1	0.95	15.40	19.33	licuable
4	17	13	1	0.95	15.40	21.26	licuable
5	32	24	1	0.95	15.40	23.18	no licuable
6	48	36	1	0.95	15.40	25.11	no licuable

$$a \text{ (aceleración diseño)} = \frac{283}{gals} \quad \% g = 0.29$$

Ncrit = Valor crítico del SPT por debajo del cual ocurre licuación

Tabla 4.4: CALCULOS PARA DETERMINAR POTENCIAL DE LICUACIÓN USANDO METODOLOGÍA CHINA - Período de retorno 100 años

Profund. Z (m.)	N medido	N60 (%)	dw (m)	PC (%)	No	Ncrit	Codición
1	7	6	1	0.95	17.95	18.04	no licuable/suelo seco
2	12	9	1	0.95	17.95	20.28	licuable
3	11	9	1	0.95	17.95	22.52	licuable
4	17	13	1	0.95	17.95	24.77	licuable
5	32	24	1	0.95	17.95	27.01	licuable
6	48	36	1	0.95	17.95	29.25	no licuable

$$a \text{ (aceleración diseño)} = \frac{341}{gals} \quad \% g = 0.35$$

Ncrit = Valor crítico del SPT por debajo del cual ocurre licuación

Tabla 4.5: CALCULOS PARA DETERMINAR POTENCIAL DE LICUACIÓN USANDO METODOLOGÍA CHINA - Período de retorno 200 años

Profund. Z (m.)	N medido	N60 (%)	dw (m)	PC (%)	No	Ncrit	Codición
1	7	6	1	0.95	21.06	21.16	no licuable/suelo seco
2	12	9	1	0.95	21.06	23.80	licuable
3	11	9	1	0.95	21.06	26.43	licuable
4	17	13	1	0.95	21.06	29.06	licuable
5	32	24	1	0.95	21.06	31.69	licuable
6	48	36	1	0.95	21.06	34.33	no licuable

a(aceleación
diseño)

412gals

% g = 0.42

Ncrit = Valor crítico del SPT por debajo del cual ocurre licuación

Tabla 4.6: CALCULOS PARA DETERMINAR POTENCIAL DE LICUACIÓN USANDO METODOLOGÍA CHINA - Período de retorno 285 años

Profund. Z (m.)	N medido	N60 (%)	dw (m)	PC (%)	No	Ncrit	Codición
1	7	6	1	0.95	23.12	23.23	no licuable/suelo seco
2	12	9	1	0.95	23.12	26.12	licuable
3	11	9	1	0.95	23.12	29.01	licuable
4	17	13	1	0.95	23.12	31.90	licuable
5	32	24	1	0.95	23.12	34.79	licuable
6	48	36	1	0.95	23.12	37.68	no licuable

a (aceleación
diseño)

459
gals

% g =

0.47

Ncrit = Valor crítico del SPT por debajo del cual ocurre licuación

Tabla 4.7: CALCULOS PARA DETERMINAR POTENCIAL DE LICUACIÓN USANDO METODOLOGÍA CHINA - Período de retorno 475 años.

Profund. Z (m.)	N medido	N60 (%)	dw (m)	PC (%)	No	Ncrit	Codición
1	7	6	1	0.95	26.76	26.89	no licuable/suelo seco
2	12	9	1	0.95	26.76	30.24	licuable
3	11	9	1	0.95	26.76	33.58	licuable
4	17	13	1	0.95	26.76	36.93	licuable
5	32	24	1	0.95	26.76	40.27	licuable
6	48	36	1	0.95	26.76	43.61	licuable

a (aceleación
diseño)

542
gals

% g =

0.55

Ncrit = Valor crítico del SPT por debajo del cual ocurre licuación

4.3 Probabilidad de licuación en Piura.

A todos estos resultados se añade el hecho histórico de este fenómeno presentado en Piura en dos oportunidades, según Silgado en 1978 (Ref. 1) indica que “el 20 de agosto de 1857 un fuerte terremoto destruyó muchos edificios, se abrió la tierra emanando aguas negras del nivel freático. Su intensidad fue de VIII MM”. También se presentó este fenómeno el 24 de julio de 1912 en el área de Piura donde la máxima intensidad fue de IX MM.

Durante una investigación realizada por Pinto (Ref. 49), basándose en ensayos SPT, señala que el área donde se ubica la Clínica San Miguel, entre otras, es un área probable de

licuación ante la presencia de sismos con aceleraciones de 0.24g y 0.40g. El Dr. Cardona¹ expone que en caso de existir esa situación es muy grave y deben hacerse trabajos que reduzcan el potencial de licuación, tema que queda fuera del alcance del presente estudio. Además señala que la licuación no ocurre más allá de 8 a 10 metros de profundidad, es decir es poco probable. Por ello bastó analizar los suelos en los primeros metros de profundidad, como se observa en los cuadros anteriores, para probar que el terreno es potencialmente licuable.

También está el hecho de ser un suelo inundable tanto con aguas de lluvias como con aguas servidas al darse un colapso funcional de las redes de alcantarillado en épocas de fuertes lluvias como es en la época del Fenómeno del Niño, este hecho hace que el nivel freático suba hasta la superficie siendo muy peligroso para el edificio de presentarse un evento sísmico de magnitud considerable. Lo señala Pinto (Ref. 49) en su estudio, donde dice que esa zona es susceptible al nivel freático alto.

K. Wyrski, S. Zuta, O. Guillén, C. Cavieses, P. Lagos y W. Wooster muestran a continuación una cronología del Fenómeno del Niño presentado en Piura en el presente siglo:

Años, Características

1925, Muy intenso

1932, Débil

1940/41, Intenso

1951, Débil

1953, Moderado

1957/58, Intenso

1963, Débil

1969, Débil

1972/73, Intenso

1976/76, Moderado

1982/83, Muy Intenso (Catastrófico)

1997/98, Muy intenso (Catastrófico)

De presentarse este fenómeno meteorológico unido a un sismo fuerte sería catastrófico para la ciudad de Piura y para la Clínica San Miguel debido al fenómeno de licuación que se presentaría.

Alva (Ref. 1) en su trabajo Breve Historia del Fenómeno de Licuación de Suelos en el Perú nos muestra el sgte. mapa de la Fig. 4.3

¹ Dr. Ing. Omar Darío Cardona, Presidente del Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). Consulta realizada vía e-mail.

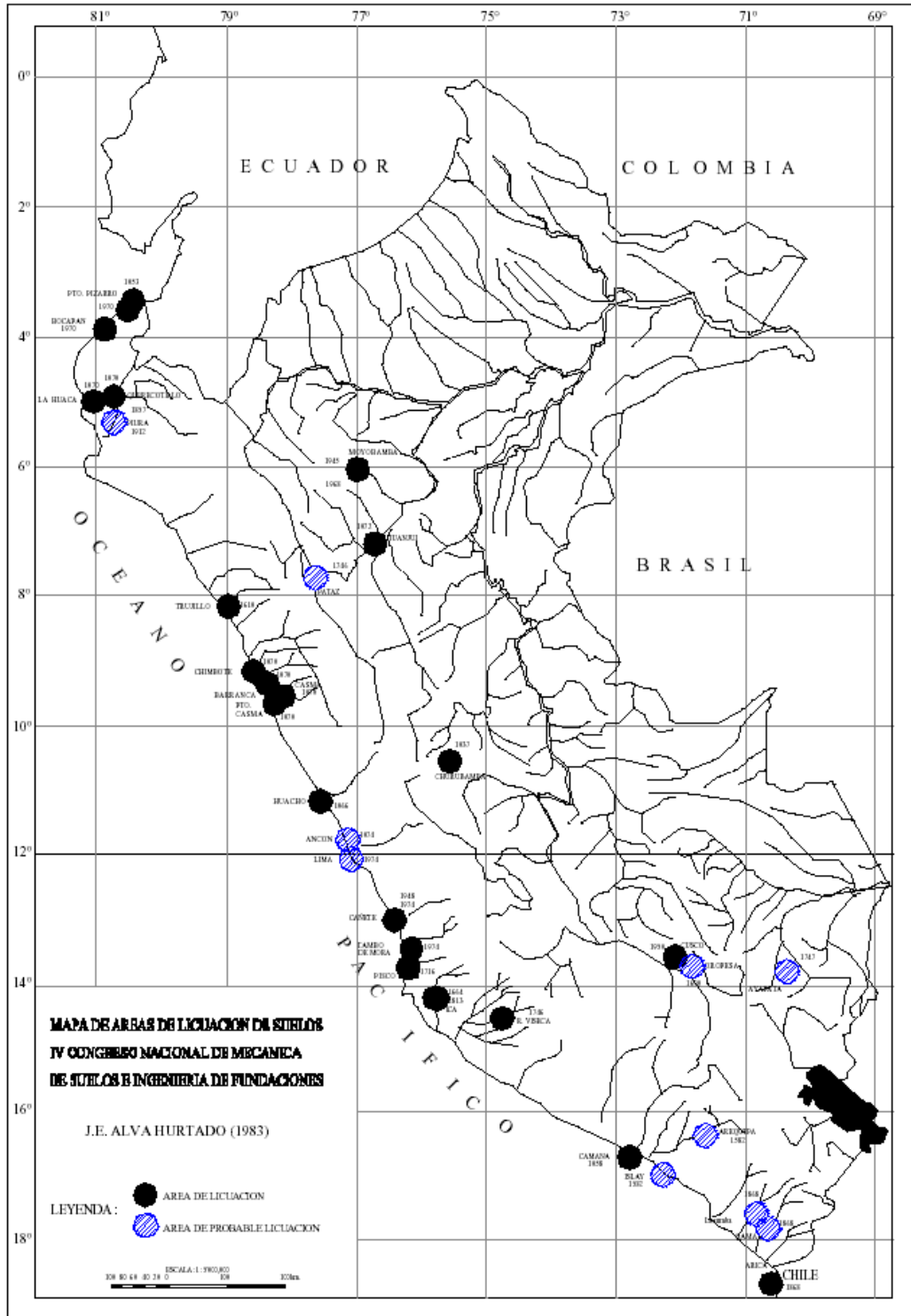


Figura 4.3: Mapa de las áreas de licuación de suelos en el Perú

CAPITULO 5

VULNERABILIDAD SÍSMICA

Se denomina vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características. Estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico. (Ref. 14)

Se debe tener en cuenta que la vulnerabilidad sísmica de una estructura es una propiedad intrínseca a sí misma, y, además, es independiente de la peligrosidad del lugar ya que se ha observado en sismos anteriores que edificaciones de un tipo estructural similar sufren daños diferentes, teniendo en cuenta que se encuentran en la misma zona sísmica. En otras palabras una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo si no se encuentra en un lugar con un determinado peligro sísmico o amenaza sísmica.

Es preciso resaltar que no existen metodologías estándares para estimar la vulnerabilidad de las estructuras. El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza la degradación que sufriría una estructura de una tipología estructural dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características (Ref. 34).

Como sostiene el Banco Interamericano de Desarrollo y la Comisión Económica para América Latina y el Caribe (Ref. 9): “La reducción de la vulnerabilidad es una inversión clave, no solamente para reducir los costos humanos y materiales de los desastres naturales, sino también para alcanzar un desarrollo sostenible”. En la figura 5.1 se explica cómo la vulnerabilidad se relaciona con el riesgo y su amenaza.

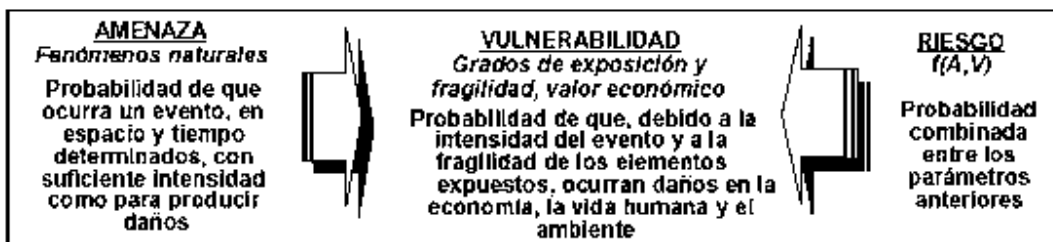


Figura 5.1: Relación existente entre vulnerabilidad, amenaza y riesgo. Fuente: CEPAL – BID “Un tema de desarrollo: La Reducción de la Vulnerabilidad frente a los desastres”

La vulnerabilidad es entonces una condición previa que se manifiesta durante el desastre, cuando no se ha invertido suficiente en prevención y mitigación, y se ha aceptado un nivel de riesgo demasiado elevado. De aquí se desprende que la tarea prioritaria para definir una

política preventiva es reducir la vulnerabilidad, pues no es posible enfrentarse a las fuerzas naturales con el objeto de anularlas.

5.1 DIFERENCIA ENTRE DISEÑO Y EVALUACIÓN

La diferencia esencial entre el diseño de un edificio nuevo y la evaluación de uno ya existente es más que el punto de vista. En el diseño el objetivo es crear un nuevo edificio el cual debe resistir unas cargas esperadas (horizontales y verticales) amplificadas con un factor de seguridad, que en el caso de la Norma Peruana es de 1.5 para carga muerta y 1.8 para la carga viva, y la carga sísmica viene de trabajar con un sismo de diseño probable de ocurrencia en un periodo dado.

Se inicia modelando el edificio (con un modelo ligeramente conservador: Se desatiende la influencia positiva de algunos elementos) que consta de elementos estructurales con secciones prediseñadas con un material afectado por un factor de reducción. Además las fuerzas de diseño están gobernadas con el objetivo de optimizar el diseño. También en ingeniería sísmica se trabajan con sismos que acepten a veces un alto riesgo de daño.

Mientras que en la evaluación de un edificio existente el objetivo es determinar como éste responderá realmente a unas fuerzas ya dadas. Hay que analizar las estructuras del edificio y trabajar con las propiedades reales del material, las cargas reales sin amplificarlas, un modelo lo más exacto posible y analizar como serán realmente la interacción de elementos estructurales con los no estructurales y viceversa en el comportamiento sísmico del edificio.

Aquí no es necesario calcular el peor escenario sísmico para elegir un modelo conservador ni asumir propiedades de los materiales, pero si hay que evaluar el más probable comportamiento sísmico del edificio. Tanto las cargas reales muertas y vivas no deben afectarse por un factor grande de seguridad ya que afectarían los resultados.

5.2 CLASES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

5.2.1. Vulnerabilidad Estructural

Se refiere a que tan susceptibles a ser afectados o dañados son los elementos estructurales de una edificación o estructura frente a las fuerzas sísmicas inducidas en ella y actuando en conjunto con las demás cargas habidas en dicha estructura. Los elementos estructurales son aquellas partes que sostienen la estructura de una edificación, encargados de resistir y transmitir a la cimentación y luego al suelo; las fuerzas causadas por el peso del edificio y su contenido, así como las cargas provocadas por los sismos. Entre estos elementos se encuentran las columnas, vigas, placas de concreto, muros de albañilería de corte, etc.

Debido a ello como se dirá que un buen diseño estructural es la clave para que la integridad del edificio sobreviva aún ante desastres naturales severos como lo son los terremotos. Por esto los mayores daños en edificios hospitalarios tras un sismo se deben a esquemas de

configuración estructural lejanos a formas y esquemas estructurales simples. El sismo castiga fuertemente dichas irregularidades.



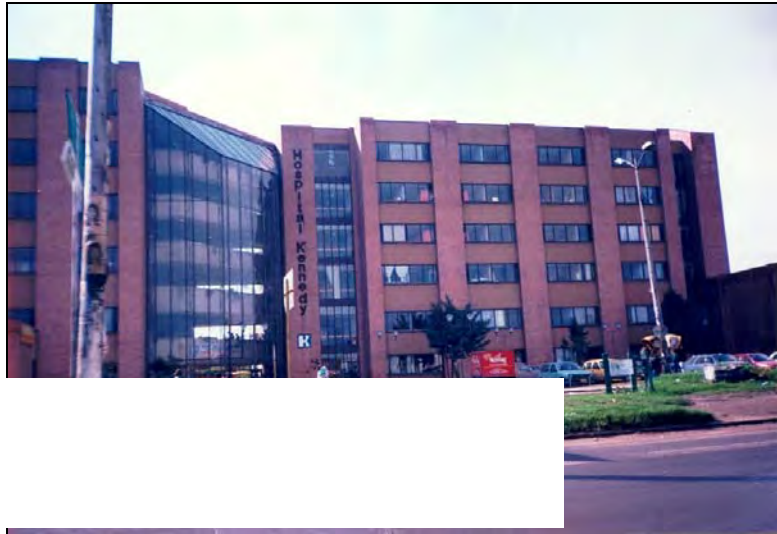
Fotografía 5.1: El colegio Ángela Barrios fue el más afectado en la ciudad de Moquegua. Daño por columna corta tras sismo de Arequipa del 2001. Fuente: Ing. Muñoz P. - PUCP

Desafortunadamente, en países como Perú, muchos casos del pasado (basta recordar los daños en estructuras tras el sismo de Nazca o el de Arequipa) constatan que las normas y criterios de diseño sismorresistente no se han aplicado efectivamente; y a veces dichas normas no han considerado especificaciones especiales para estructuras hospitalarias. En otras palabras, la vulnerabilidad estructural en general de los hospitales y clínicas es alta, situación que debe ser corregida total o parcialmente con el fin de evitar pérdidas económicas y sociales, en particular en nuestros países que están en vías de desarrollo.

5.2.2 Vulnerabilidad No Estructural.

Un estudio de vulnerabilidad no estructural busca determinar la susceptibilidad a daños que estos elementos puedan presentar. Sabemos que al ocurrir un sismo la estructura puede quedar inhabilitada debido a daños no estructurales, sean por colapso de equipos, elementos arquitectónicos, etc., mientras que la estructura permanece en pie. Esto generalmente se aplica a los hospitales y clínicas donde entre el 80% y 90% del valor de la instalación no está en las columnas, vigas, losas, etc.; sino en el diseño arquitectónico, en los sistemas electromecánicos y en el equipo médico contenido dentro del hospital (Ref. 16).

Dentro del sistema electromecánico podríamos mencionar las líneas tuberías, apoyos de equipos, la conexión de los equipos, etc. De igual forma, dentro de los elementos arquitectónicos tenemos las fachadas, vidrios, tabiques, mamparas, puertas, ventanas, escaleras, etc.; y que una vez afectados todos estos elementos obligan a la paralización del servicio dentro del hospital, lo que afectaría directamente a las personas que necesiten ayuda en un momento dado.



Fotografía 5.2: Vista del Hospital Kennedy en Bogotá donde se nota la alta vulnerabilidad sísmica que presentan los vidrios de la fachada, esto fue resaltado tras un estudio de vulnerabilidad efectuado al edificio en 1997. Fuente: Cortesía Ing. A. Ramírez V.

5.2.3 Vulnerabilidad Funcional

Un estudio de la vulnerabilidad funcional busca determinar la susceptibilidad de un hospital o clínica a sufrir un “colapso funcional” como consecuencia de un sismo. Esto es sólo visible en el momento en que ocurre una emergencia. A fin de determinar en esta tercera etapa la vulnerabilidad funcional, se evalúa lo referente a la infraestructura. En primer lugar, el sistema de suministro de agua y de energía eléctrica, que son las partes más vulnerables. También son afectadas por los sismos las tuberías de alcantarillado, gas y combustibles, para lo cual se realizan investigaciones sobre su resistencia y flexibilidad.

Estos aspectos funcionales incluyen también un análisis detallado de las áreas externas, vías de acceso a exteriores y su conexión con el resto de la ciudad; las interrelaciones, circulaciones primarias y secundarias, privadas y públicas y los accesos generales y particulares de las áreas básicas en que se subdivide el hospital. Se analiza la posibilidad de inutilización de ascensores, acumulación de escombros en escaleras y pasillos, como así también el atascamiento de puertas

Un hospital y en algunos casos una clínica están conformado por cinco áreas básicas que son: Administración, Servicios Ambulatorios, Servicios Generales, Consulta Externa, Emergencia y Hospitalización; cada uno con funciones determinadas y propias; estas áreas se interrelacionan íntimamente entre sí para un buen funcionamiento del hospital. La relación entre dichos sectores básicos puede resultar crítica si en el diseño no se considera su funcionamiento y distribución en el caso de atención masiva de pacientes en un período post-sismo.

5.3 METODOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

Cuando nosotros identificamos a un edificio como potencialmente vulnerable, tanto a sus estructuras como a sus elementos no estructurales, es necesario seguir con el proceso de investigación para confirmar o descartar dicha vulnerabilidad. En caso de confirmarla debemos determinar la naturaleza y extensión de los daños probables, la magnitud del riesgo y la pérdida, en definitiva se trata de seguir un procedimiento de la evaluación de la competencia sismorresistente.

Muchas veces se pretende determinar la vulnerabilidad y evaluar el comportamiento sísmico de un edificio existente en función de lo que demandan los reglamentos de construcción y diseño para una edificación nueva (Ref. 18), cosa que no puede hacerse por las razones explicadas anteriormente en la sección 5.1 .

Para realizar los estudios de vulnerabilidad existen muchas metodologías valederas en la literatura internacional que se han encontrado en la bibliografía consultada. En general éstas se clasifican en:

1. Métodos cualitativos.
2. Métodos experimentales.
3. Métodos analíticos.

Los primeros son métodos diseñados para evaluar de manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones diversas y seleccionar aquellas que requieran un posterior análisis más detallado. El uso de estos métodos es para estudiar masivamente los edificios para cuantificar el riesgo sísmico por zonas como se suele decir en Europa el realizar un mapa de escenarios sísmicos.

Algunos de estos métodos constituyen el primer nivel de evaluación de los métodos analíticos, como es el caso del método japonés (nivel 1) y la evaluación diseñada por Iglesias de la UNAM. para el caso de la ciudad de México. También es digno mencionar el método FEMA 154.

Los segundos, realizan una correlación entre las características del sismo y las del terreno de cimentación, los daños, los tipos y configuraciones estructurales. Los resultados que proveen son valores promedio genéricos y con un grado de incertidumbre elevada.

Los métodos puramente analíticos son usualmente utilizados para la evaluación en detalle de la vulnerabilidad posible de una estructura ante sismos de diferente orden de magnitud. Los más conocidos son el método japonés, los métodos norteamericanos como el ATC 22 y el FEMA 310 avalados por la *Federal Emergency Management Agency* de USA, los métodos de energía como el de Akiyama.

Otros usados son: El método del Instituto de Ingeniería Estructural de Zurich; el método propuesto por el Centro colaborador de OMS/OPS para la mitigación de desastres , la Universidad de Chile y el Ministerio de Salud de Chile; el método del Grupo de Evaluación Sísmica de la Universidad de Los Andes en Mérida, Venezuela; entre otros.

5.3.1 Método ATC 21 (FEMA 154) Procedimiento de Investigación Visual Rápida RVS (“Rapid Visual Screening Procedure”)

Este procedimiento RVS presentado por FEMA 154 de USA, puede aplicarse a Piura. Si bien es cierto la sismología de ambas regiones es distinta su aplicación es válida por tratarse de un nivel básico de evaluación, que hace diferencia entre 3 zonas sísmicas distintas (Alta, Moderada y Baja) y se ha aplicado a edificios con características muy similares a los del Perú. Por otro lado Piura se ubica en una zona de sismicidad alta (como lo especifica la norma sismorresistente) y en el Cinturón de Fuego de la costa occidental del continente americano, al igual que la costa oeste de USA. Se podría concluir que Piura se debe considerar como en una zona alta. Más adelante se verá que para poder afirmar esto se necesitarán más herramientas que respalden esta hipótesis.

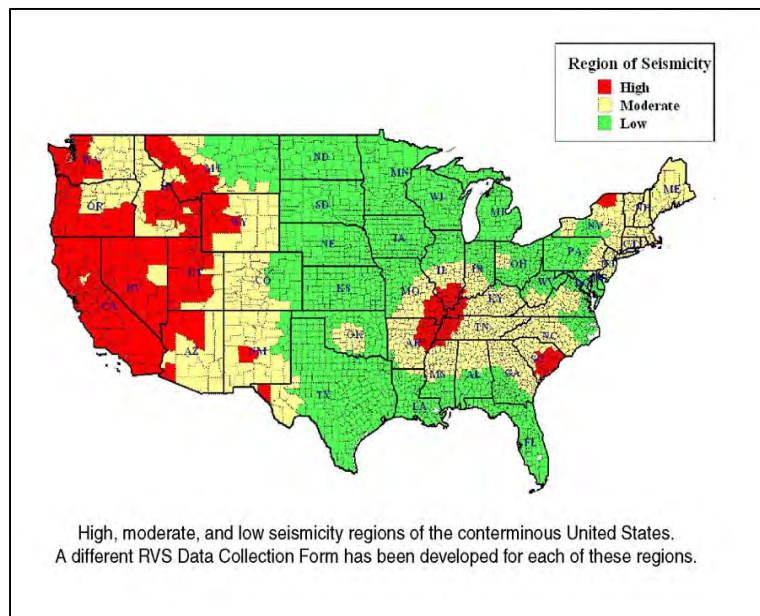


Figura 5.2: Vista de las regiones sísmicas de los EE.UU. divididas en Alta, Moderada y Baja.

El FEMA 154 ha sido formulado para identificar, inventariar, y clasificar edificios que son potencialmente peligrosos ante un sismo. Desarrollado por un grupo multidisciplinario que incluye funcionarios e inspectores de edificios públicos, agencias de gobierno, profesionales de diseño, propietarios de edificios del sector privado, miembros de universidades quienes usan el Procedimiento RVS como herramienta de trabajo e investigación, miembros del público. Este procedimiento puede ser implementado en forma relativamente rápida y económica para desarrollar una lista de edificios con peligro potencial ante un sismo sin un alto costo de análisis sísmico detallado de los edificios individuales.

Si un edificio recibe un puntaje alto (por encima de un límite de puntaje), el edificio es considerado que tiene una adecuada resistencia sísmica. Si un edificio recibe un bajo puntaje sobre la base de este procedimiento debería ser evaluado por un ingeniero profesional con una experiencia en diseño sísmico. De acuerdo a la inspección detallada, a los análisis ingenieriles,

y otros procedimientos detallados se logra un informe final sobre la capacidad del edificio y la necesidad de una rehabilitación.

El procedimiento RVS es diseñado para ser implementado sin unos cálculos de análisis estructural. Este utiliza un sistema de puntajes que requiere que el usuario:

- 1) Identifique el sistema primario resistente estructural a carga lateral.
- 2) Identificar los atributos del edificio que pueden modificar el comportamiento sísmico esperado de su sistema a carga lateral.

La inspección, la recolección de datos, y el proceso de decisión se llevará a cabo en el sitio del edificio, tomando un promedio de 15 a 30 minutos por edificio (30 minutos a una hora si el acceso al interior está disponible).

Los resultados son registrados en uno de los 3 formularios de recolección de datos, dependiendo de la sismicidad de la región (Alta, media o baja) que esta siendo estudiada. El formato de recolección de datos incluye un espacio para la información de la identificación del edificio, incluyendo su uso y tamaño, una fotografía del edificio, un bosquejo, y documentación de los datos relacionados al comportamiento sísmico del edificio, incluyendo el desarrollo de un resultado numérico del peligro sísmico. Los resultados son basados sobre unos niveles promedio de movimiento del suelo para la sismicidad de la región tan bien como el diseño sísmico y las prácticas de construcción para la región. Los edificios pueden ser revisados desde la vereda sin la necesidad de ingresar al edificio, planos o cálculos estructurales. La fiabilidad y confianza en la determinación del tipo de edificio aumenta si el sistema de elementos estructurales es verificado durante una inspección en el interior o en base a una revisión de los documentos de construcción.

5.3.2 Método ATC -22 (FEMA 310).

El *American Society of Civil Engineers* (ASCE) conjuntamente con el *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) de Estados Unidos se unieron para convertir el FEMA 178, *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings* (denominado antiguamente como ATC 22) en un documento pre-estándar, luego éste fue aprobado por el *American National Standards Institute* (ANSI) y el documento fue finalmente publicado en enero de 1998 como FEMA 310: *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings* o también conocido como ASCE 31-02.

Este manual proporciona un procedimiento en 3 niveles para la evaluación sísmica de edificios existentes en cualquier región sísmica. Los edificios son evaluados para garantizar un nivel de seguridad de las vidas que se encuentran dentro o también para satisfacer un nivel de ocupación inmediata al evento producido. En este manual no se indican las medidas de mitigación de los posibles resultados del estudio.

Una parte importante de este manual es enseñar al profesional de diseño y evaluación sobre cómo determinar si un edificio es adecuadamente diseñado y construido para resistir fuerzas de sismo. Todos los aspectos del comportamiento del edificio son considerados y asumidos en

términos de puntos sobre la parte estructural, no estructural y de amenaza geológica y la cimentación.

Este manual recomienda primero el procedimiento de inspección visual utilizando el *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook* (FEMA 154).

El FEMA 310 fue escrito para:

- Reflejar el avance en la tecnología.
- Incorporar lecciones aprendidas durante recientes terremotos como el de Michoacán que afectó la Ciudad de México, en 1985; el terremoto de Loma Prieta en 1989, que afectó el área de la Bahía de San Francisco; el terremoto de Northridge (Los Ángeles) en 1994 y el terremoto de Kobe en 1995.
- Aplicarse a nivel nacional e internacional.
- Proveer técnicas de evaluación para distintos niveles de Performance.
- Incorporar la experiencia de profesionales de diseño.

Una vez aplicados los niveles a evaluar, dependiendo de la estructura en particular, se termina realizando un reporte que contenga la siguiente información:

1) Alcance del análisis: Una lista del nivel seguido y el grado de investigación con el que se ha trabajado.

2) Datos del lugar y del edificio:

- Descripción general del edificio (número de pisos y dimensiones).
- Descripción del sistema estructural (sistema resistente a fuerzas laterales, sistema de cimentación, losas de techo, etc).
- Descripción de los elementos no estructurales (Elementos estructurales que podrían interactuar con la estructura afectando el comportamiento sísmico del edificio).
- Tipo de edificio.
- Región de sismicidad.
- Tipo de suelo.
- Ocupación del edificio.

3) Lista de suposiciones: Propiedades del material, condiciones del suelo.

4) Conclusiones: Lista de deficiencias.

5) Recomendaciones: Plan de mitigación o de evaluación futura.

6) Anexos: Referencias, cálculos preliminares, etc.

5.4 INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO. PROBLEMAS DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.

5.4.1 Criterios de Estructuración:

De entender bien este concepto parte todo, porque es frecuente en la práctica dedicar mucho tiempo al diseño de edificios en procesos de análisis y dimensionamiento y poco se examinan los aspectos de diseño conceptual y de estructuración, cosa muy peligrosa porque no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte de una manera satisfactoria frente a los sismos. Por lo contrario, gracias a la experiencia de varios sismos en México, Estados Unidos, Japón, entre otros; se ha notado que aquellos edificios que han sido bien concebidos estructuralmente y bien detallados se han comportado adecuadamente, aunque no hayan sido objetos de cálculos elaborados e incluso que no hayan cumplido rigurosamente el reglamento.

Pero esto explicado anteriormente sirve para el diseño de un edificio nuevo pero ¿qué sucede si el edificio ya existe y se encuentra operativo y funcionando años y además presenta algunas deficiencias en su estructuración? Lo que queda es evaluar su vulnerabilidad sísmica.

Es evidente que la configuración estructural queda en buena parte definida por el proyecto arquitectónico. Es por ello que en esta etapa debe haber una interacción entre ambos responsables, el del diseño arquitectónico y el del diseño estructural.

Los criterios de estructuración que se darán a continuación, como indican Bazán y Meli (Ref. 10), nos servirán para evaluar el edificio de la clínica San miguel, ya que nos dará una visión y nos alertará de las deficiencias que este tiene.

- a) El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra proporcionando sistemas resistentes en las 2 direcciones ortogonales.
- b) La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que estas se generan (o sea de todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia) hasta el terreno. Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de solicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de las masas o rigideces en planta o en elevación.
Para tal fin conviene que la estructura sea: sencilla, regular, simétrica y continua.
- c) Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica que les permitan disipar la energía introducida por los sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

5.4.2 Problemas de configuración arquitectónica.

Por su naturaleza las instalaciones hospitalarias como hospitales, clínicas y centros médicos tienden a ser construcciones de gran envergadura y complejidad, lo que hace que muchas

veces presenten problemas de configuración complejos. No definimos como configuración a la forma espacial de la construcción en abstracto sino a ella en cuanto está estrechamente relacionada con el tipo, disposición, fragmentación, resistencia, y geometría de la estructura de la edificación, relación de la cual se derivan ciertos problemas de respuesta estructural de los sismos.

Como ya se ha expresado antes se puede afirmar que el alejamiento de formas estructurales simples es fuertemente castigado por los sismos. Y además que, desafortunadamente los métodos de análisis sísmicos usuales no logran cuantificar adecuadamente la mayoría de estos problemas. De cualquier forma debido a la naturaleza errática de los sismos, así como de la posibilidad que exceda el nivel de diseño, es aconsejable evitar el planteamiento de configuraciones riesgosas, independientemente del grado de sofisticación que sea posible lograr en el análisis de cada caso.

a) Configuración geométrica.

Brevemente se explicarán los principales problemas de configuración estructural que se deben tener en cuenta para el diseño de un edificio nuevo así como para la evaluación de uno ya existente e identificar anomalías. Algunas formas no deseadas se presentan en la Figura 5.3

a.1) Problemas de configuración en planta: Los problemas que se relacionan a continuación son pertinentes a la disposición de la estructura en el plano horizontal, en relación con la forma y distribución del espacio arquitectónico. Estos aspectos irregulares en planta propician una respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos están la asimetría en planta, que tiende a provocar vibraciones torsionales del edificio, y por ello se deben evitar formas como la de la Figura 5.3.

Si al problema se suma la longitud excesiva del edificio se debe optar por partir la estructura en bloques por medio de la intersección en juntas, de tal manera que cada bloque sea uno corto. Estas juntas deben ser diseñadas para evitar el golpeteo.

a.2) Concentración de esfuerzos en planta: Surge el problema cuando existen plantas complejas, cosa común en instalaciones hospitalarias. Se define así a una planta en la cual la línea de unión de dos puntos cualesquiera de la misma suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Esto se da cuando existen plantas compuestas por alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones (formas en H, V, U, L, etc.). En ellas, cada ala puede asimilarse a un voladizo empotrado en la parte restante del edificio. Se producirán en esta zona de transición grandes esfuerzos que se traducen en daños en la estructura vertical, en los elementos no estructurales e inclusive en la losa de entrepiso. Un ejemplo de este caso se ve en la Figura 5.4 referente al croquis en planta de la Clínica Palermo en Bogotá (Ref. 51).

a.3) Longitud: La longitud de un edificio influye en la respuesta estructural del mismo. Esto debido a que el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, la excitación que se da en un punto de apoyo del edificio en un momento dado difiere de la que se da en el otro, diferencia que será mayor cuanto mayor longitud tenga el edificio.

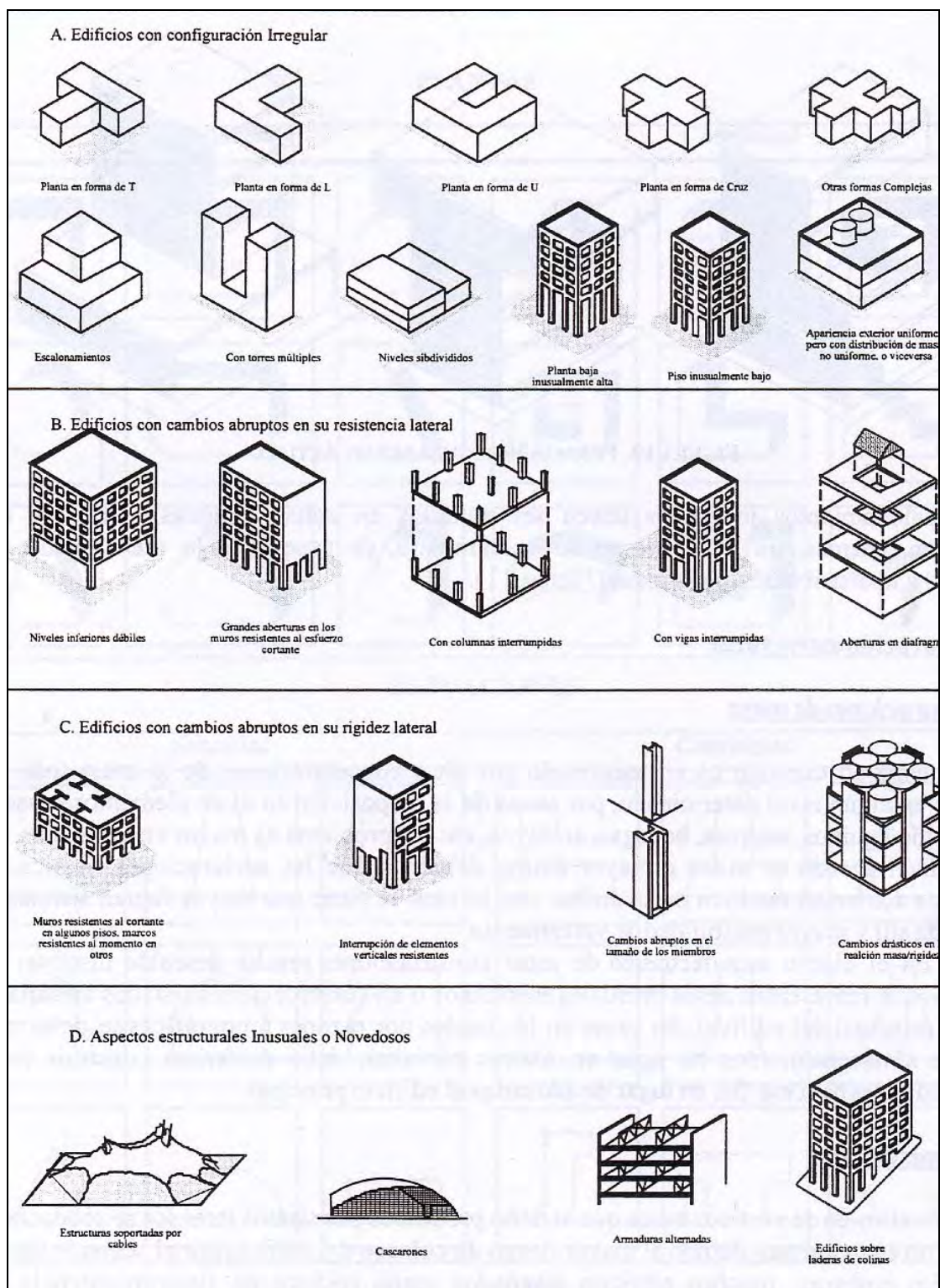


Figura 5. 3: Problemas de configuración estructural en estructuras.

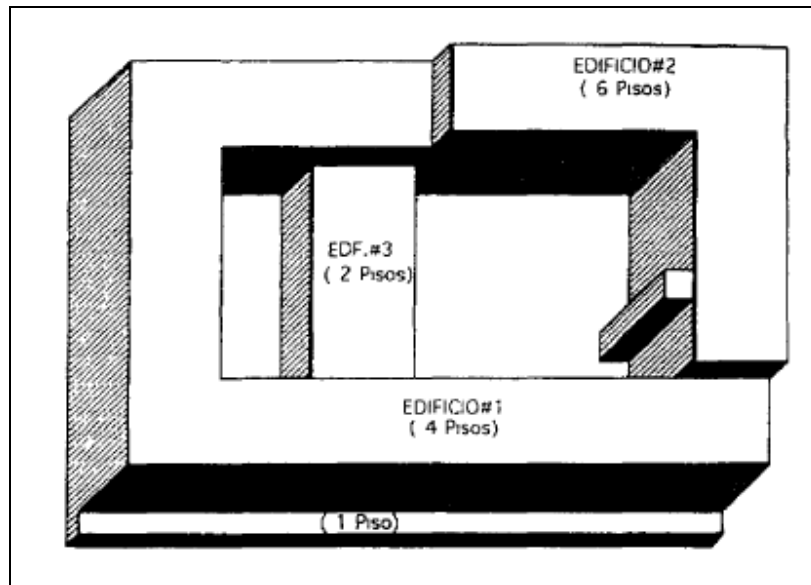


Figura 5.4: Irregularidad en planta de la Clínica Palermo de Bogotá.

También este tipo de edificios son sensibles a los componentes torsionales de los movimientos del terreno debido a la mayor diferencia entre los movimientos transversales y longitudinales del terreno de apoyo.

a.4) Problemas de configuración en elevación

Muchos diseños arquitectónicos presentan formas en sus edificios de volúmenes escalonados por exigencias urbanísticas de proporción, iluminación, modernidad, etc. sin embargo desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de masa y rigidez, trayendo consigo concentración de esfuerzos en los pisos aledaños al cambio brusco.



Fotografía 5.3. Irregularidad vertical en la Clínica San Miguel. El 4to piso no acabado de construir favorece esta irregularidad.

En la fotografía 5.3 se observa una irregularidad en altura. Deben evitarse este tipo de configuraciones y tratar que las transiciones sean lo más suaves posibles. Además todo tipo de escalonamientos, sobre todo los invertidos deben evitarse en zonas sísmicas por el peligro de volcamiento.

b) Configuración estructural

b.1) Concentraciones en masa: Este problema radica en la alta concentración de masa total debido a elementos pesados en una determinada área de la estructura tales como equipos, archivos, bodegas, tanques, etc. Este problema se incrementa si esta concentración se ubica en una zona alta del edificio, debido a que las aceleraciones en el edificio inducidas por la aceleración del suelo aumentan con la altura, con lo cual tendrán una mayor fuerza de sismo y una mayor posibilidad de volcarse. Algunos especialistas recomiendan que cuando se tengan que construir tanques elevados de almacenamiento de agua se debe preferir construir torres independientes para este fin, en lugar de adosarlas al edificio principal. En la figura 4.7 se observa también una concentración de masa en la parte alta del edificio de CSM.

b.2) Columnas débiles: En diseño sísmico de edificio en base a pórticos se busca que la falla se dé primero en las vigas y después en las columnas, para evitar el colapso de la estructura, sin embargo la historia nos enseña que muchos edificios han fallado justamente por esta causa. Estas fallas se deben a lo siguiente.

- a) Columnas de menor resistencia que las vigas.
- b) Columnas cortas.
- c) Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna debido a la presencia de muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.
- d) Disposición de losas en niveles intermedios.
- e) Ubicación del edificio en un terreno inclinado.

b.3) Pisos débiles: Son los pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes debido a que tienen mayor rigidez, menor resistencia o ambas cosas. Los esquemas usuales son.

- a) Mayor altura del piso
- b) Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso (columnas, placas, tabiques)
- c) Construcción sobre terrenos inclinados.

b.4) Falta de redundancia: El diseño estructural sismorresistente contempla la posibilidad de daño de los elementos para los sismos más intensos. Desde este punto de vista, el diseño de la estructura debe buscar que la resistencia de las fuerzas sísmicas no dependa en gran parte o totalmente de un número reducido de elementos, puesto que la falla de los mismos puede traer como consecuencia el colapso total o parcial del edificio en los instantes posteriores al sismo,

debido a la debilidad de los restantes. Por ello se debe buscar que la resistencia a fuerzas sísmicas se distribuya entre el mayor número de elementos posible.

b.5) Flexibilidad estructural: Es la susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos. Las principales causas son la distancia entre los elementos de soporte (luces), a las alturas libres de los mismos, y a la rigidez de los mismos. Las consecuencias de la flexibilidad son:

- a) Daños en los elementos no-estructurales adosados a niveles contiguos.
- b) Inestabilidad de los pisos flexibles o del edificio en general.

b.6) Flexibilidad del diafragma: Un comportamiento flexible del diafragma de piso implica deformaciones laterales mayores, los cuales en principio son perjudiciales para los elementos no estructurales. En segundo lugar si el trabajo de ensamblaje de los elementos verticales con el diafragma se realiza de manera poco eficiente, se presentará mayor trabajo en unos elementos que en otros.

Las razones por las que se da este tipo de comportamiento flexible son:

- a) Flexibilidad del material del diafragma.
- b) Relación de aspecto del diafragma. Mientras mayores sean las relaciones largo / ancho del diafragma, o de un sector suyo, mayores pueden ser las deformaciones laterales del mismo. En general, los diafragmas con relaciones de aspecto superiores a 5 pueden considerarse flexibles.
- c) Rigidez de la estructura vertical. La flexibilidad del diafragma debe juzgarse también de acuerdo con la distribución en planta de la rigidez de la estructura vertical. En el caso extremo que un diafragma sea alargado pero que todos sus elementos verticales posean igual rigidez se debe esperar un mejor comportamiento de éste que en el caso que haya grandes diferencias en este punto.
- d) Aberturas en el diafragma. Cuando se realizan aberturas de gran tamaño por diversos motivos como iluminación, ventilación, etc. aparecen zonas flexibles en el diafragma, las cuales impiden el ensamblaje rígido de las estructuras verticales.

b.7) Torsión: La torsión tiene lugar por la excentricidad entre el centro de masa y el de rigidez. Los casos más frecuentes que pueden origina este problema en planta son:

- a) Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- b) Posición de la estructura más rígida de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- c) Combinación de las dos combinaciones anteriores.

b.4) Falta de redundancia

El diseño estructural sismorresistente contempla la posibilidad de daño de los elementos para los sismos más intensos. Desde este punto de vista, el diseño de la estructura debe buscar que la resistencia de las fuerzas sísmicas no dependa en gran parte o totalmente de un número reducido de elementos, puesto que la falla de los mismos puede traer como consecuencia el colapso total o parcial del edificio en los instantes posteriores al sismo, debido a la debilidad de los restantes. Por ello se debe buscar que la resistencia a fuerzas sísmicas se distribuya entre el mayor número de elementos posible.

b.5) Flexibilidad estructural

Es la susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos. Las principales causas son la distancia entre los elementos de soporte (luces), a las alturas libres de los mismos, y a la rigidez de los mismos. Las consecuencias de la flexibilidad son:

- a) Daños en los elementos no-estructurales adosados a niveles contiguos.
- b) Inestabilidad de los pisos flexibles o del edificio en general.

b.6) Flexibilidad del diafragma

Un comportamiento flexible del diafragma de piso implica deformaciones laterales mayores, los cuales en principio son perjudiciales para los elementos no estructurales. En segundo lugar si el trabajo de ensamblaje de los elementos verticales con el diafragma se realiza de manera poco eficiente, se presentará mayor trabajo en unos elementos que en otros.

Las razones por las que se da este tipo de comportamiento flexible son:

- a) Flexibilidad del material del diafragma.
- b) Relación de aspecto del diafragma. Mientras mayores sean las relaciones largo / ancho del diafragma, o de un sector suyo, mayores pueden ser las deformaciones laterales del mismo. En general, los diafragmas con relaciones de aspecto superiores a 5 pueden considerarse flexibles.
- c) Rigidez de la estructura vertical. La flexibilidad del diafragma debe juzgarse también de acuerdo con la distribución en planta de la rigidez de la estructura vertical. En el caso extremo que un diafragma sea alargado pero que todos sus elementos verticales posean igual rigidez se debe esperar un mejor comportamiento de éste que en el caso que haya grandes diferencias en este punto.
- d) Aberturas en el diafragma. Cuando se realizan aberturas de gran tamaño por diversos motivos como iluminación, ventilación, etc. aparecen zonas flexibles en el diafragma, las cuales impiden el ensamblaje rígido de las estructuras verticales.

b.7) Torsión

La torsión tiene lugar por la excentricidad entre el centro de masa y el de rigidez. Los casos más frecuentes que pueden originar este problema en planta son:

- a) Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- b) Posición de la estructura más rígida de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- c) Combinación de las dos combinaciones anteriores.

CAPITULO 6

TIPIFICACIÓN DEL EDIFICIO EXISTENTE CSM

6.1 TIPO Y CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO EXISTENTE Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Como ya se mencionó en el Capítulo 1 el edificio de la Clínica San Miguel presenta 5 estructuras o edificios independientes, los cuales son:

1. Edificio Consultorios A (3 pisos construidos, 4to. piso incompleto más ascensor y tanque elevado).
2. Edificio Consultorios B (3 pisos construidos, 4to. piso incompleto).
3. Edificio Clínica (pisos construidos, 4to. piso incompleto más ascensor y tanque elevado).
4. Edificio Farmacia-Administración (2 pisos, remodelación de casa antigua).
5. Edificio Tomografía-contabilidad (2 pisos).

6.1.1 Consultorios A y Consultorios B: Según la clasificación de FEMA 310 estos edificios corresponden al Edificio tipo 8 (C1 – C3): Pórticos de concreto resistente a momento. Estos edificios consisten de un pórtico de concreto armado fabricado en el lugar a base de columnas y vigas. Además Consultorios A posee placas de concreto que conforman la caja del ascensor y alguna más en la fachada. Por tanto esta estructura se concibió en su diseño como un sistema dual. Las losas de entrepisos son aligeradas con ladrillo hueco de arcilla de 30 x 30 x15 cm. los elementos laterales son resistidas por los pórticos que desarrollan su rigidez a través de las uniones monolíticas columna-viga. La cimentación es a base de zapatas. Véase en Anexos C-1, C-2 y C-3; en Planos A1, A2, A3 y especificaciones técnicas. Realmente estos edificios no cumplen al detalle lo característico para pertenecer a este tipo debido a la presencia de tabiques de albañilería no aislados a la estructura, dándose así la interacción tabique- pórtico.

Se explicará en que consiste esto basándose en lo escrito al respecto por San Bartolomé (Ref. 54) donde expone que durante el sismo de México se originó torsión en un edificio apórticado debido a los tabiques. El problema reside en que si un tabique de albañilería no ha sido aislado (haciéndolo flotante) del pórtico de concreto armado que lo enmarca ante los sismos ambos sistemas interactuarán. Esto se debe al distinto comportamiento que poseen ambos sistemas, mientras el tabique se deforma básicamente por corte (“panel de corte”), el pórtico lo hace por flexión; interconectándose ambos sistema en las esquinas diagonalmente opuestas.

6.1.2 Edificio Clínica: Este edificio consta de un sistema estructural basado en muros portantes confinados de albañilería no reforzada, pórticos y placas de concreto armado que conforman la caja del ascensor (Anexo C-4) y las escaleras. El sistema de la cimentación es de cimientos corridos, pequeñas losas de cimentación debajo del ascensor y vigas de cimentación. Véase en Planos B1, B2, B3.



Figura 6.1: Consultorios A (CSM). Vista del sistema estructural en base a pórticos, placas y tabiques.



Figura 6.2: Clínica (CSM). Vista del sistema estructural: Pórticos, muros albañilería confinada, placas.

6.1.3 Edificio Farmacia-Administración: Este edificio es de albañilería confinada de 2 pisos con muros portantes y elementos de confinamiento de concreto armado y vigas

soleras. No existe información acerca de su cimentación. Este edificio fue antiguamente una vivienda que posteriormente fue remodelada.

6.1.4 Edificio Tomografía-contabilidad: Este edificio está basado en un pórtico de concreto armado de vigas y columnas, las zapatas son aisladas. Su característica concuerda con la de un edificio tipo 8 (C1) según FEMA. Véase en Planos E03-09.



Figura 6.3: Tomografía, contabilidad (CSM). Vista del sistema estructural en base a pórticos.

6.2 DEFECTOS MÁS COMUNES HALLADOS EN EL EDIFICIO

Aunque este punto se desarrollará con más profundidad con el desarrollo del manual FEMA 310 en la sección 7.3 al contestar los criterios de evaluación del Nivel 1, en esta sección se dará una primera aproximación a los defectos encontrados.

6.2.1 Interacción tabique pórtico. Esto se presenta tanto en Consultorios A como en Consultorios B. Este problema genera un cambio total en la rigidez del pórtico, incrementándola; por lo tanto, puede conducir a un aumento de las fuerzas sísmicas en el edificio al disminuir su periodo natural de vibración. Dicha interacción puede generar los siguientes problemas:

- 1) Torsión en el edificio que ocurre cuando los tabiques están mal distribuidos en la planta del edificio como es el caso de edificio en esquinas con doble fachada cosa que se presenta en Consultorios A.
- 2) Concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico, lo que puede causar la falla del nudo.
- 3) Fractura diagonal del tabique al no estar diseñado por corte sino por ser sólo de relleno y podría desplomarse por las fuerzas perpendiculares a su plano que se presenten.
- 4) Piso blando que se presenta cuando los pisos inferiores están libres de tabiquería mientras que los superiores no.
- 5) Columnas cortas, donde el tabique restringe el libre desplazamiento lateral de la columna.

6.2.2 Irregularidad en planta. Las irregularidades en planta involucran la distribución horizontal de las fuerzas laterales a los pórticos o muros de corte. La zona de Clínica se presenta una gran irregularidad en planta, al igual que el edificio de Consultorios A.

6.2.3 Irregularidad en altura. Se presenta irregularidad en altura tanto para los edificios de Clínica como para Consultorios A. Aquí el problema es serio porque el diseño estructural corresponde a un edificio de 4 pisos con ascensor, caja de máquinas y tanque de agua, pero en la construcción sólo se hicieron 3 pisos y los muros de contorno del cuarto piso, por tanto el edificio tendrá un comportamiento sísmico distinto al esperado.



Fotografía 6.4 Irregularidad en altura del edificio de Consultorios A. Obsérvese la Casa de Máquinas del ascensor y el tanque elevado de agua. Foto tomada desde azotea de Consultorios B.

6.2.4 Golpeteo. Con frecuencia los edificios son construidos hasta las líneas de límite de propiedad con el fin de hacer el máximo uso del espacio y así muchos edificios se diseñan y construyen como si no existieran edificios adyacentes. Esto sucede con los edificios de la clínica San Miguel donde a veces las paredes de unos son aprovechadas como paredes de otro edificio adyacente. El golpeteo de edificios puede alterar la respuesta dinámica de ambos edificios, y fuerzas inerciales adicionales de impacto son añadidas a ambas estructuras. Si los edificios tienen la misma altura y los pisos están alineados, aquellos mostrarán un comportamiento dinámico similar. Si en el golpeteo de edificios los pisos impactan a otros pisos los daños debido al golpeteo será limitado a los elementos no estructurales. Cuando los pisos de edificios adyacentes están a diferentes niveles, los pisos impactarán las columnas de los edificios adyacentes y pueden causar un daño estructural. Esto se aprecia en la figura 6.1 y la fotografía 6.5.

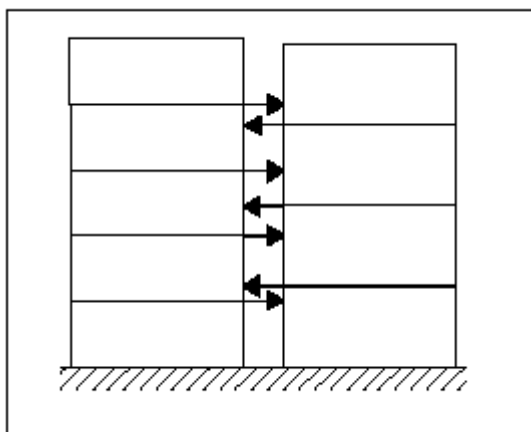


Figura 6.1: Golpeteo producido cuando los pisos impactan a las columnas de los edificios adyacentes. Esto puede causar un daño estructural.



Figura 6.5: Edificios adyacentes que no guardan una separación de junta sísmica como lo establece la norma de diseño sismorresistente. Sus pisos no se encuentran alineados.

CAPITULO 7

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA CSM

Hay que “**Analizar lo máximo para intervenir lo mínimo**”, es como se titulaba una conferencia organizada por el GEHO, institución española que estudia el concreto, en 1995 durante unas jornadas de reparación y refuerzo de estructuras (Ref. 30). Por esto si desea estudiar la vulnerabilidad de un edificio existente se debe conocerlo bien para cuando sea analizado, sus resultados me aproximen a un comportamiento sísmico real de dicha estructura frente a un sismo. Debido a esta razón se realizaron una serie de estudios y ensayos como se describen en la sección 7.1.

7.1 ESTUDIOS Y ENSAYOS REALIZADOS EN EL EDIFICIO

7.1.1 Evaluación de la resistencia del concreto en edificios existentes según ACI 437R-91

Según el reporte del comité 437 del ACI (Ref. 4), presidido por Brian J. Pashina, éste puede aplicarse al edificio en estudio debido su alcance, el cual investiga el establecer las cargas que pueden con seguridad ser sostenidas por los elementos estructurales de un edificio existente de concreto. Y como lo establece en una de sus aplicaciones: “A estructuras donde hay duda de una idoneidad estructural con miras a cargas futuras cuando el criterio de diseño original no es conocido”. Este es el caso de la clínica en estudio, donde no se encontraron los cálculos del diseño estructural.

El procedimiento indicado para realizar una evaluación estructural es como sigue:

1. Investigación Preliminar

Revisión de la información existente: Todos las fuentes de la información existente concerniente con el diseño, construcción, y vida de servicio del edificio debe ser investigado para aprender todo lo más posible acerca de la estructura. Esto con el fin de minimizar el asumir cosas necesarias para la evaluación analítica.

- a. El diseño original: Las siguientes fuentes de información deben ser investigadas para definir los parámetros usados en el diseño original.
 - Planos arquitectónicos, estructurales, mecánico-eléctricos, etc. En el desarrollo del presente estudio se contó con los planos arquitectónicos y estructurales, así como una revisión general de los planos de instalaciones eléctricas y sanitarias. Una copia de algunos planos hallados se encuentran en la sección de Planos, donde además se detalla algunas observaciones encontradas.
 - Cálculos del diseño estructural. Debido al paso del tiempo el ingeniero calculista, Ing. Jack López, vía e-mail informó que no contaba con dicha información.

- Órdenes de cambios a los planos de contrato original y especificaciones. Respecto a esto se conversó con el Ing. Contratista e informó que se había respetado los planos y los cambios se lograron verificar con una inspección ocular en el recinto del edificio. Algo muy importante a tener en cuenta es que el edificio fue diseñado para ser de 4 pisos y en obra se llegó a construir solamente 3 pisos y en el 4to. piso se levantaron los tabiques del contorno, esto altera de alguna manera el comportamiento sísmico del edificio en caso de sismo. Este problema se tocará en otro punto.
- b. Materiales de construcción. Documentos del proyecto podrían ser chequeados para desarrollar una comprensión del tipo de materiales que fueron originalmente especificados y actualmente usados para el edificio. Esto incluye:
- Reportes de las proporciones y propiedades de las mezclas de concreto. Se obtuvieron dichos reportes debido a que fueron analizadas en el Laboratorio de Ensayos de Materiales de la UDEP. Ver anexo D-1.
 - Reporte de los reportes de ensayos de la fábrica del acero de refuerzo. Debido a que fue acero de Sider-Perú ya está estandarizado y pasa un estricto control de calidad no fueron necesarios dichos reportes.
- c. Registros de construcción. En muchos casos, la documentación de la construcción original estará disponible para el investigador. Esta con frecuencia incluye:
- Reportes de inspecciones de campo. No estuvo disponible.
 - Fotografías del progreso del trabajo. No estuvo disponible.
 - Reportes de las pruebas de ensayo de probetas de concreto. Esta información se obtuvo de los ensayos en campo de muestras de probetas de concreto durante la construcción del edificio por el año 1992.(Ver anexo D-1)
 - Cuadernos de obra.
 - Reporte de los ensayos de slump y de aire incorporado.
 - Registros de la correspondencia del equipo de diseño, el propietario, el constructor, los subcontratistas, los proveedores y fabricantes. Toda esta información no estuvo disponible debido a que el constructor, el Ing. Lao Castillo, la extravió con el cambio de su oficina y el paso de los años.
- d. Personal de diseño y construcción: Otra excelente fuente de la información concerniente al diseño y construcción del edificio a ser investigado son los individuos involucrados en el proceso. Entrevistas con este personal con frecuencia proporcionará una valiosa información. Esta información es más relevante si los equipos de diseño y construcción revelan algunos problemas presentados durante el diseño y construcción del edificio. Se tuvieron entrevistas con el Ing. Lao Castillo para explicar como fue el proceso constructivo, inconvenientes presentados en el proceso de construcción y resolvió algunas dudas referidas a lo sgte:

- Adherencia entre muros tabiques - pórticos: Tanto en consultorios A, consultorios B y Tomografía-Contabilidad, el proceso constructivo fue como sigue: Primero se construyó la estructura de concreto armado (incluyendo el techo que es sostenido por el pórtico) y finalmente se levanta el tabique.
- El edificio Clínica en base a muros confinados y pórticos fue distinto el proceso constructivo, donde primero se levantan los muros de albañilería, posteriormente se realiza el vaciado de las columnas y finalmente se vacían las soleras en conjunto con la losa de techo.

También se indicó la existencia de un alto nivel freático durante la construcción.

El ing. Residente no fue ubicado por no trabajar ya con el Ing. Lao Castillo.

- e. Historia de la serviciabilidad del edificio. Esto incluye todos los documentos que narran la historia del edificio desde su construcción hasta el presente.
 - Registros de los propietarios antiguos y actuales, sus representantes legales y sus seguros. La zona Consultorios de CSM son un conjunto de consultorios vendidos a médicos independientes que prestan su servicio en la instalación.
 - Registros de mantenimiento.
 - Documentos y registros concernientes a la reparación previa y remodelación. No se han realizado reparaciones y las remodelaciones han sido pequeñas como abertura de tabiques, entre otros.
 - Registros del tiempo.
 - Registros de la actividad sísmica. Información que se expone en el capítulo 3.

2. Reconocimiento de la condición del edificio

Se deben localizar todas las áreas donde existan anomalías registrando además el tipo, ubicación y el grado de severidad. En esta sección se requiere mucho del juicio del ingeniero investigador para decidir qué información necesitará para determinar la condición existente en elementos que están siendo evaluados.

Se buscan los defectos y anomalías en el concreto y los demás materiales del edificio en general y se observaron algunas deficiencias:

- Fisuras en muros de albañilería.
- Humedad en la parte inferior de algunos muros de albañilería del primer piso, en la zona de Clínica.
- Fisuras en vigas.
- Fisuras en una columna
- Cajas metálicas para centros de luz ubicadas en el centro de vigas peraltadas como la V108, V208, V308 en Consultorios A.

- Corrosión del acero de refuerzo expuesto de las columnas del 4to. piso, por no haber sido vaciadas con concreto como se muestra en la Fotografía 7.1



Fotografía 7.1: Clínica San Miguel: Acero de refuerzo expuesto que se encuentra en proceso de corrosión en la azotea de Consultorios A.

2.1 Métodos de reconocimiento para la evaluación del concreto estructural

a) Visual: Todos los deterioros, anomalías y daños existentes en la estructura deben ser localizados por medio de una inspección visual de todos los componentes estructurales del edificio. Por lo tanto se recomienda el uso de fotografías, notas, bosquejos para documentar bien este procedimiento. En caso de encontrases defectos que evidencien que un aparte o todo el edificio es peligroso debe comunicársele inmediatamente al propietario. Esto no sucedió con el edificio de clínica San Miguel por encontrarse, los elementos estructurales de concreto y de albañilería, en muy buen estado de conservación.

b) Ensayos en sitio para evaluar la resistencia del concreto. El código ACI 437R señala un aserie de métodos de ensayos disponibles para estimar la resistencia del concreto en sitio. La mayoría de éstos se refieren a ensayos no destructivos, siendo su característica común que no mide directamente la resistencia a compresión del concreto. Lo que estos miden es una cualidad que tiene una correlación empírica con la resistencia a compresión. Entre los que recomienda este código está el de Velocidad de Pulso, método utilizado en este trabajo y que se detalla más adelante.

Para estudios más detallados, de patología estructural, este código recomienda algunos ensayos destructivos como análisis petrográficos y químicos para los agregados y el concreto; pruebas magnéticas y de evaluación radiográfica, así como remover el recubrimiento para el acero de refuerzo. Estas pruebas no fueron necesarias realizar por encontrarse el edificio en un buen estado de servicio y por estar fuera del alcance del presente trabajo.

7.1.2 Medición del edificio:

Se realizó una inspección ocular de todos los recintos de los edificios de la Clínica San Miguel y posteriormente se tomó medidas con wincha de todas las distancias horizontales

y elevaciones de los distintos elementos: muros, columnas, vigas, altura piso-techo, ascensores, escaleras, pasadizos, vanos de puertas y ventanas, etc.

El objetivo de todo lo mencionado arriba es tener un conocimiento muy preciso y real del edificio se esta evaluando por ello era muy importante el comprobar estos datos tomados en campo con las medidas dadas en los planos de Arquitectura de los edificios para notar así algunas variaciones debidas a refacciones, modificaciones realizadas en obra, algunos puntos importantes que servirán después en la modelación del edificio, etc. Gracias a ello se lograron obtener nuevos planos de Arquitectura de los edificios como se muestran en la sección de Planos A1, A2, A3 y B1, B2, B3.



Fotografía 7.2:
Durante la medición de las instalaciones de la Clínica San Miguel. Esta toma corresponde al Laboratorio de Rayos X en la Zona de Clínica.

7.1.3 Toma de fotografías:

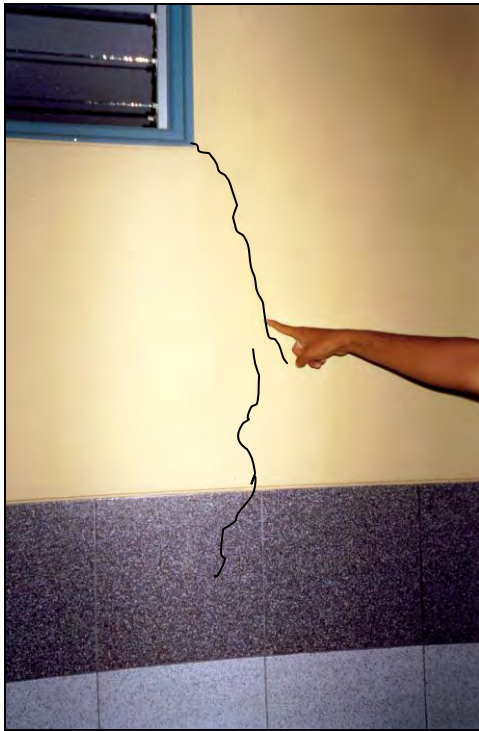
Punto muy importante a tener en cuenta, lo exigía el método del FEMA 154 y de una manera indirecta todos los demás métodos, esto para “llevar el edificio de su sitio a la oficina” y conocerlo mejor a la hora de la modelación de las estructuras.

Como ya se menciona en otro punto se tomaron 156 fotografías de las 5 partes que conforman CSM, en ellas se muestran varios detalles y algunos defectos hallados tanto de elementos estructurales como no estructurales y se van mostrando a lo largo del presente trabajo.

7.1.4 Inspección de existencia de fisuras y grietas.

Una fisura o grieta es una separación completa o incompleta, de cualquiera de los dos concreto o albañilería, en dos o más partes producido por una rotura o fractura. Las fisuras pueden tener su origen en acciones de tipo mecánico (tracción, cortante, torsión, flexión, compresión); en acciones de tipo químico (ataque por ácidos, reacción árido-álcali, ataque por sulfatos, etc.); en acciones de tipo electroquímico (corrosión de armaduras); en acciones de tipo físico (contracciones y dilataciones térmicas, heladas, fuego, cristalización interna de sales, etc.) o finalmente en acciones de tipo reológico (retracción plástica o de secado, etc.).

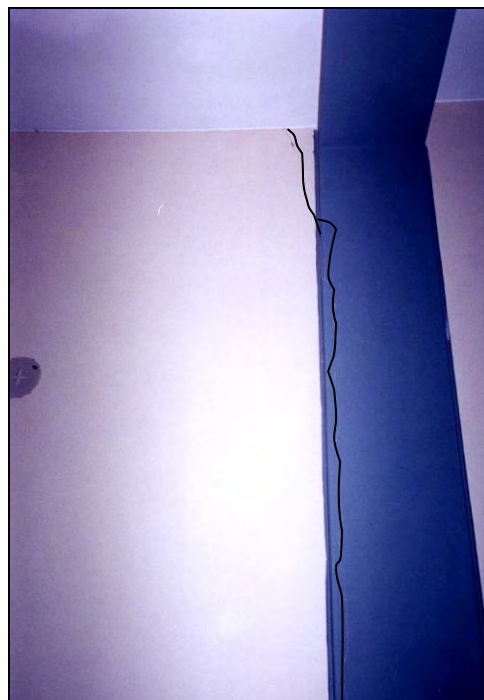
La existencia de grietas o fisuras en una edificación no siempre indica que ésta tenga problemas de servicialidad, sino que aquellas nos sirven para hacer un diagnóstico y buscar la causa del problema.



Fotografía 7.3: Clínica San Miguel. Fisura hallada en muro de albañilería en pasillo cerca de ventana camino a Administración.



Fotografía 7.4: Clínica San Miguel. Fisura en muro de Consultorios A (Consultorio Dr. Tejero), cerca de Columna 9



Fotografía 7.5: Clínica San Miguel. Fisura vertical a lo largo de columna en Consultorios A (Consultorio Dr. Tejero).

Se realizó una inspección visual en los edificios de la CSM y se hallaron algunas fisuras. Se usó un instrumento para medir el ancho de grieta muy similar al de la figura 7.1.

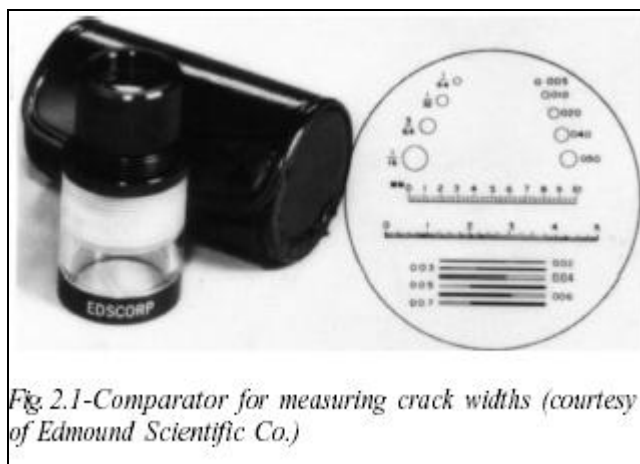
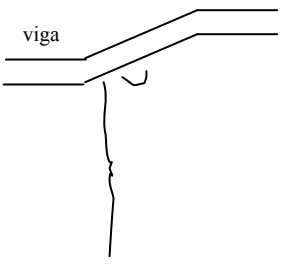
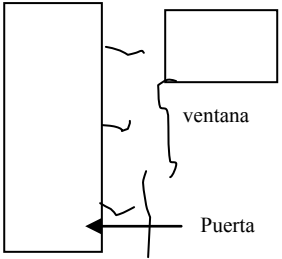
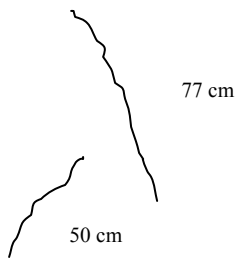

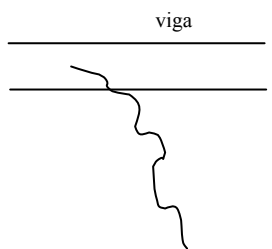


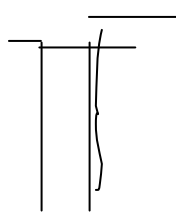
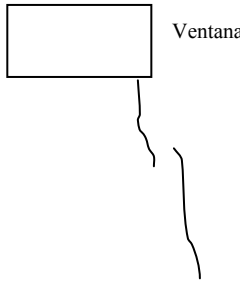
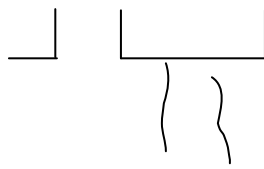
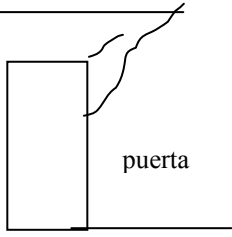
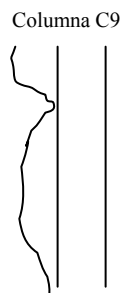
Figura 7.1: Instrumento de medición de ancho de grietas. Figura tomada de ACI 224.1R-93: *Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete Structures.*

Los datos recogidos de las fisuras inspeccionadas se muestran en la tabla 7.1. El grado de daño y efecto sobre estructura fue adaptado de Thorburn y Hutchison, 1985 (Ref. 31).

Tabla 7.1. Fisuras presentes en el edificio Zona Consultorios A y B

PRIMER PISO							
Fisura	Medidas		Esquema	Dirección	Ubicación	Comentario	Grado de daño y efecto sobre estructura
	L (cm)	Ancho (mm)					
1	114.0	.3 .4 .3 .2 .1	<p>Esquema que muestra una fisura en un muro que separa un pasillo de una puerta y una farmacia.</p>	V	Muro en pasillo 1er. Piso. frente ascensor		Leve. Sólo estético
2	140.00	.1 .2 .4 .5 .8 .7 1.5 1.2 .8	<p>Esquema que muestra una fisura en un muro que separa un pasillo de una puerta, con una línea que indica una junta.</p>	V	Muro en pasillo 1er. Piso. frente ascensor	Continúa sobre una viga perpendicular al muro con $a=1$ mm.	Leve a moderado. Meteorización acelerada
3	25.00 95.00	.2 .3 .3 .5 .3 .2 .1	<p>Esquema que muestra una fisura en un muro que separa una sala de espera de una puerta.</p>	H- V	Sala espera 1er. Piso. 1er consultorio eje 9.		Leve. Sólo estético

Fisuras	Medidas		Esquema	Dirección	Ubicación	Comentario	Grado de daño y efecto sobre estructura
	L (cm)	Ancho (mm)					
4	107.00	.2 .3 .4		Vertical	Debajo descanso escalera 1er. Piso	Movida. Tarrajeo desfasado.	Leve. Sólo estético
SEGUNDO PISO							
Fisura	Medidas		Esquema	Dirección	Ubicación	Comentario	Grado de daño y efecto sobre estructura
	L(cm)	A(mm)					
1	15 47	.1 .1 .4 .2 .6 .4 .4 .6 .5 .1 .6 .5 1 .2 1.4 1.5 .4 1.8 .2		V	Muro pasillo camino a administración lado izq.	La fisura principal consta 6 partes continuas levemente desfasadas 2-4 mm.	Leve a moderado. Meteorización acelerada.
2	50 77	.5 .2 .5 .5 .1 1 .5 1 1.5 1 1.8 1.5 .5 2 .6		I	Muro en pasillo cerca de ventana camino a Adm. Viene desde 15 cm de loseta. Son 6 grietas continuas.	Se observa en Fotografía 7.3.	Leve a moderado. Meteorización acelerada.
3	42	.2 .4 .5 .7 .6		V- H	Zona superior de muro en pasillo. borde con junta		Leve. Sólo estético
4	70 18	.2 .1		V - I	Zona Consultorio A Pediatría. Cerca cuadro de bebes en maceteros.	Fisura viene desde viga. total de 4 grietas	Muy leve Ninguno

Fisura	Medidas		Esquema	Dirección	Ubicación	Comentario	Grado de daño y efecto sobre estructura
	L(cm)	A(mm)					
5	140	.1 .1 .2 .2 .2 .1 .1		V	Zona Consultorio B. Paralela a columna.	Grieta llega hasta la viga y sube 8 cm más.	Muy leve Ninguno
TERCER PISO							
Fisura	Medidas		Esquema	Dirección	Ubicación	Comentario	Grado de daño y efecto sobre estructura
	L(cm)	A(mm)					
1	40 70	.1 .1 .1 .2 .2 .3 .1 .5 .2 .1		V	Muro pasillo hacia salida en Consultorios B zona de puerta.		Leve. Sólo estético
2	93	.1 .2 .2 .4 .32		V	Muro pasillo hacia salida en Consultorios B zona de puerta.		Leve. Sólo estético
3	94	.5 1.2 1 .7 .8 .7		I	Consultorio A (cerca C9) en eje 11. Consultorio Dr. Tejero	La grieta pasa hasta la viga. Fotografía 7.4	Leve a moderado. Meteorización acelerada.
4	110	.5 .8 1 .4		Vertical	En consultorios A Zona de sala de espera. Cerca de columna C9 (eje C) cerca TV.		Leve. Sólo estético

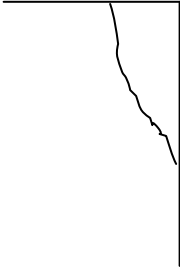
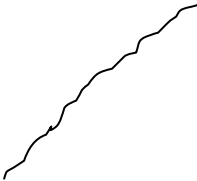
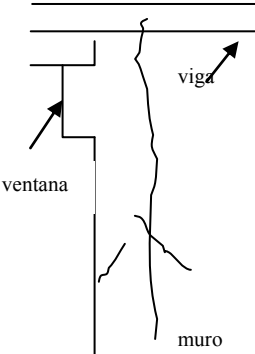

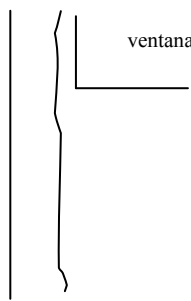


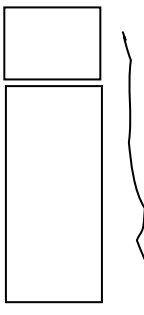
Fisura	Medidas		Esquema	Dirección	Ubicación	Comentario	Grado de daño y efecto sobre estructura
	L(cm)	A(mm)					
5	70	.8 .8 .8 .8 .6 .6 1 .5 .5 .6		V-I	En interior consultorio Dr. Tejero. (Grieta 3). Muro – tabique eje 11 cerca C9		Leve. Sólo estético
6	130	.1 .1 .2 .3 .2 .1		I	Muro límite con baño. Consultorio Dr. Tejero	La fisura se proyecta hasta la viga. se observa a ambos lados del muro	Leve. Sólo estético
7	110			V	Baño Consultorio Dr. Tejero. Cerca C11(Eje 12)	Grieta se proyecta hasta viga	Leve a moderado. Meteorización acelerada.

Tabla 7.2. Grietas presentes en el edificio zona Clínica

PRIMER PISO							
Fisura	Medidas		Esquema	Dirección	Ubicación	Comentario	Grado de daño y efecto sobre estructura
	L (cm)	Ancho (mm)					
1	140.00 105.00	.3 .4 .5 .5 .6 .4 .3 .7 .5 .3		V	Pasillo zona de Capilla. Muro en eje 1 de Consultorios A	Va desde viga hasta abajo, se confunde con contra-zócalo, es posible que llegue al piso.	Leve. Sólo estético

Fisura	Medidas		Esquema	Dirección	Ubicación	Comentario	Grado de daño y efecto sobre estructura
	L (cm)	A (mm)					
2	210	.4		V	Muro exterior a la entrada a Emergencia	Se ha pintado para que no se note la grieta. Dificultad para medir su ancho.	Leve. Sólo estético
3		.2 .2 .2 .3 .4 .7 .5 1.3 .5 .5 .5		V - H	En Sala de Operaciones Vano de puerta clausurada.	Zona donde antes había una puerta. Se debe falta adherencia a tarrajeo nuevo-antiguo	Leve. Sólo estético
SEGUNDO PISO							
Fisura	Medidas		Esquema	Dirección	Ubicación	Comentario	Grado de daño y efecto sobre estructura
	L(cm)	A(m m)					
1	240.00	.7 .7 1 .8 .5 .5		V	Pared pasillo perpendicular a pared de Sala cuna, camino a Centro quirúrgico.		Leve. Sólo estético
TERCER PISO							
Fisura	Medidas		Esquema	Dirección	Ubicación	Comentario	Grado de daño y efecto sobre estructura
	L(cm)	A(m m)					
1	59	.1		V	Muro al fondo de pasillo. Zona de ventana.	Parece grieta de contracción de fragua.	Muy leve Ninguno

7.1.5 Ensayo con detector de armaduras.

El detector de armaduras es un detector electrónico metálico para ensayos no destructivos de refuerzo en elementos de concreto estructural hechos en obra o prefabricados. Sus accesorios son: *Test block*, *spot probe*, *Diameter probe*, *Probe cable*, *Depth probe* y *marker*.

Con este ensayo se tomaron medidas en los elementos más representativos, tanto en edificios de consultorios A y B como en el edificio Clínica, con el fin de corroborar la información de los planos y además utilizar estos datos en el cálculo de la ductilidad de algunos elementos. Se tomaron medidas del recubrimiento, localización de las barras de refuerzo y verificación de existencia real de las mismas. En general para las vigas los recubrimientos variaban de 42 a 69 mm; en las columnas, estos iban de de 47 a 58 mm y en la placas de ascensor, de 41 a 45 mm. En la figura 7.2 se aprecia a un investigador en pleno manejo del equipo.



Figura 7.2: Vista de un investigador evaluando un muro de concreto armado con el detector de armaduras.

7.1.6 Ensayo de Pulso de ultrasonido.

El procedimiento de este ensayo esta dado en la norma ASTM C- 597. El equipo de ensayo incluye un equipo electrónico propiamente dicho llamado Equipo Pulso Ultrasonido, utilizándose en este caso el V-Meter M KII *Pulse Velocity Tester*, un transductor emisor y un transductor receptor. El ensayo o prueba consiste en la medida del tiempo que toma un pulso de energía vibracional (ondas de ultrasonido) en viajar a través de un elemento de concreto (Ref. 4). La energía vibracional es introducida en el concreto por medio del transductor emisor que se adhiere al concreto con un acoplador acústico que puede ser una grasa o un líquido viscoso especial. El pulso viaja por el concreto y es detectado por el transductor receptor que se encuentra al otro lado del elemento. El instrumento electrónico mide y muestra el tiempo del pulso en μS . Luego la distancia entre ambos transductores es medida (que sería el ancho de viga o uno de los anchos de columna) es dividida por por el

tiempo hallado y se obtiene la velocidad de pulso ultrasonido a través del concreto ensayado.

Este procedimiento nació porque se quería medir de manera no destructiva alguna propiedad física del concreto relacionada con su resistencia. Así se tuvo mucho éxito con la determinación de la velocidad de ondas longitudinales en el concreto. No existe ninguna relación especial entre esta velocidad y la resistencia del concreto, pero, en condiciones específicas, las dos cantidades se relacionan directamente. El factor común es la densidad del concreto: un cambio en la densidad del concreto da como resultado un cambio de la velocidad de pulso. De manera similar en una mezcla dada, la relación de la densidad real con la densidad potencial (bien compactada) y la resistencia resultante se relacionan estrechamente. Así pues un descenso en la densidad causado por un incremento de la relación agua – cemento debe disminuir tanto la resistencia a la compresión como la velocidad de un pulso a través de éste.

Además se sabe que la velocidad de pulso es proporcional a la raíz cuadrada del módulo de elasticidad es inversamente proporcional a la densidad de masa del concreto. Se ha encontrado que el módulo de elasticidad varía en proporción a la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto. De aquí que grandes cambios en la resistencia a compresión produce menores cambios en la velocidad de pulso, este es uno de las principales desventajas de este método. Además un incremento del contenido de vacíos incrementa la velocidad de pulso, que podría mal interpretarse como un incremento de la resistencia del concreto. La presencia del acero de refuerzo también puede variar los datos de la velocidad de pulso. Por lo antes expuesto se debe tener en cuenta que los valores tomados son aproximados para tener una idea del concreto real después de 8 a 10 años de servicio.

En condiciones de laboratorio se han obtenido excelentes correlaciones entre la velocidad y la resistencia a compresión del concreto, aunque esto no significa que este método sea altamente confiable.

Las partes del sistema que se ve en la figura 7.3 son:

1. Generador de pulso y alto voltaje
2. CPU con E-Prom RAM y memoria.
3. Amplificador de recepción
4. Reloj principal, ADC y visualización.



Figura 7.3: Equipo de Pulso Ultrasonido.

En vista de todo lo anteriormente expuesto se hicieron algunos ensayos, tanto en Consultorios como en Clínica, y los datos obtenidos se correlacionaron con unos datos obtenidos en el laboratorio de ensayos de Materiales de la UDEP presentados en la tesis “Resistencia a la compresión a partir de la velocidad de pulsos de ultrasonido” (Ver Ref. 22) y se obtuvieron valiosos resultados.

Experimentalmente para una resistencia de 210 Kg/cm² y un concreto en **condiciones de laboratorio con dosificaciones similares** se obtiene la tabla 7.3 mostrada a continuación:

Tabla 7.3 Valores de resistencia f'_c obtenidos con ensayos de probetas de concreto y sus respectivas velocidades ultrasonidos (Fuente Ref. 21) y la ecuación hallada que correlaciona dichas velocidades con la resistencia obtenida por el autor.

Espécimen (Número)	Edad de ensayo (días)	f'_c obtenida (Kg/cm ²)	Velocidad ultrasonido (Km/seg)	Con ecuación
1	28	219.70	4.42	229.17
2	28	224.40	4.46	229.32
3	28	222.20	4.47	229.37
4	28	223.00	4.42	229.17
5	28	228.70	4.43	229.21
6	28	228.30	4.52	229.55
7	28	237.30	4.43	229.21
8	28	238.50	4.39	229.05
9	28	256.60	4.52	229.55
10	28	255.80	4.56	229.70
11	28	252.40	4.57	229.74
12	28	243.70	4.51	229.51
13	28	272.00	4.56	229.70
14	28	250.30	4.51	229.51
15	28	252.30	4.52	229.55
16	28	251.30	4.49	229.43
17	28	259.80	4.46	229.32
18	28	240.40	4.50	229.47
19	28	229.00	4.51	229.51
20	28	258.90	4.55	229.66

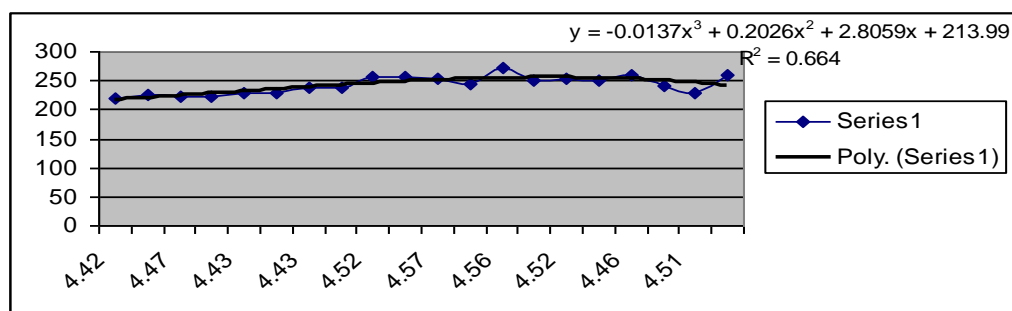


Figura 7.4: Gráfica que me muestra la correlación existente entre la velocidad de ultrasonido con la resistencia a compresión del concreto basándose en datos experimentales.



Fotografía 7.6: Toma de datos con el Pulso Ultrasonido en la CSM (Zona de Clínica). Durante el trabajo, realizando anotaciones.

Una vez realizadas dichas correlaciones se obtiene una ecuación que fue aplicada a los datos obtenidos de campo de velocidad de pulso y encontrar una resistencia aproximada de los elementos de concreto armado. Los cálculos y resultados se precian en desde la tabla 7.4 a la 7.15.

Tabla 7.4: Cálculo de $f'c$ del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CONSULTORIOS PRIMER PISO - VIGAS								
Elemento	Tiempo de campo(μ S)		Tiempo prom.(μ S)	Longitud (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	$f'c$ * (fórmula de ensayos)
Viga 108a	90.50	89.40	89.95	29.00	3.224013	D	3.2240133	224.68
Viga 108b	77.70	77.40	77.55	28.50	3.675048	D	3.6750484	226.36
Viga 119a	81.50	81.50	81.50	26.00	3.190184	D	3.190184	224.56
Viga 107a	85.60	85.70	85.65	27.30	3.187391	D	3.1873905	224.55
Viga 106a	86.00	88.20	87.10	28.60	3.283582	D	3.2835821	224.90
Escalera	90.70	90.80	90.75	28.60	3.151515	D	3.1515152	224.42
$f'c$ promedio en concreto								224.91

$$* f'c = -0.0137 * vel^3 + 2.026 * vel^2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Tabla 7.5 Cálculo de $f'c$ del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CONSULTORIOS SEGUNDO PISO - VIGAS								
Elemento	Tiempo de campo(μ S)		Tiempo prom.(μ S)	Longitud (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	$f'c$ * (fórmula de ensayos)
Viga 208a	87.40	87.80	87.60	30.00	3.42	D	3.42	225.43
Viga 208b	82.30	82.50	82.40	30.00	3.64	D	3.64	226.23
Viga 219b	82.90	82.70	82.80	27.60	3.33	D	3.33	225.09
Viga 207a	86.80	86.50	86.65	28.70	3.31	D	3.31	225.01
Viga 206a	90.80	90.40	90.60	28.00	3.09	D	3.09	224.19
Escalera	92.80	93.20	93.00	29.60	3.18	D	3.18	224.53
$f'c$ promedio en concreto								225.08

$$* f'c = -0.0137 * vel^3 + 2.2026 * vel^2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Tabla 7.6 Cálculo de $f'c$ del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CONSULTORIOS TERCER PISO - VIGAS								
Elemento	Tiempo de campo(μ S)		Tiempo prom.(μ S)	Longitud (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	$f'c$ * (fórmula de ensayos)
Viga 308a	82.90	83.00	82.95	28.80	3.47	D	3.47	225.60
Viga 308b	85.10	87.00	86.05	29.40	3.42	D	3.42	225.40
Viga 319a	82.30	78.40	80.35	27.10	3.37	D	3.37	225.23
Viga 307a	95.90	95.00	95.45	27.90	2.92	D	2.92	223.58
Viga 306a	94.40	96.00	95.20	30.10	3.16	D	3.16	224.45
Escalera	88.70	88.40	88.55	29.60	3.34	D	3.34	225.12
$f'c$ promedio en concreto								224.90

$$* f'c = -0.0137 * vel^3 + 2.2026 * vel^2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Tabla 7.8 Cálculo de $f'c$ del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CONSULTORIOS SEGUNDO PISO - COLUMNAS								
Elemento	Tiempo de campo(μ S)		Tiempo prom.(μ S)	Longitud (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	$f'c$ * (fórmula de ensayos)
Columna C3	101.00	102.00	101.50	20.00	1.97	D	1.97	220.20
Columna C6	79.00	78.90	78.95	28.00	3.55	D	3.55	225.88
Columna C7	82.50	81.60	82.05	28.00	3.41	D	3.41	225.38
Columna C9	154.00	147.00	150.50	45.00	2.99	D	2.99	223.82

Elemento	Tiempo de campo(μ S)		Tiempo prom.(μ S)	Longitud (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	f'c * (fórmula de ensayos)
	Columna C10	86.10	84.70	85.40	29.50	3.45	D	3.45
Columna C13a	116.60	116.50	116.55	39.20	3.36	D	3.36	225.20
Columna C13b	87.50	87.50	87.50	31.00	3.54	D	3.54	225.86
Columna C13c	116.40	116.20	116.30	39.00	3.35	D	3.35	225.16
Columna C14a	78.00	75.40	76.70	24.76	3.23	I	3.39	224.70
f'c promedio en concreto								224.64

$$* f'c = -0.0137 * vel^3 + 2.026 * vel^2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Tabla 7.9 Cálculo de f'c del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CONSULTORIOS TERCER PISO - COLUMNAS								
Elemento	Tiempo de campo(μ S)		Tiempo prom.(μ S)	Longitud (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	f'c * (fórmula de ensayos)
	Columna C3	66.00	66.00	66.00	18.39	2.79	I	2.93
Columna C6	58.40	58.10	58.25	21.21	3.64	D	3.82	226.91
Columna C6	109.00	109.00	109.00	34.60	3.17	D	3.17	224.50
Columna C7	113.40	114.00	113.70	33.00	2.90	D	2.90	223.51
Columna C9	81.30	75.40	78.35	20.78	2.65	I	2.78	223.08
Columna C10	87.00	86.30	86.65	29.00	3.35	D	3.35	225.14
Columna C13a	98.60	98.30	98.45	28.00	2.84	D	2.84	223.29
Columna C13b		120.00	120.00	28.00	2.33	D	2.33	221.47
Columna C13c	105.30	104.80	105.05	32.00	3.05	D	3.05	224.03
Columna C13d	138.00	139.20	138.60	35.00	2.53	D	2.53	222.15
Placa	84.00	84.00	84.00	29.00	3.45	D	3.45	225.53
f'c promedio en concreto								223.93

$$f'c = -0.0137 * vel^3 + 2.026 * vel^2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Tabla 7.10 Cálculo de f'c del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CLINICA PRIMER PISO - VIGAS								
Elemento	Tiempo de campo(μ S)		Tiempo prom.(μ S)	Longitud (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	f'c * (fórmula de ensayos)
	Viga 122	73.30	76.50	74.90	28.00	3.74	D	3.74
Viga 119	75.60	76.50	76.05	28.00	3.68	D	3.68	226.38

Elemento	Tiempo de		Tiempo prom.(μS)	Longitud (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	f'c * (fórmula de ensayos)
	campo(μS)							
Viga 109 (Zona entrada)	54.00	54.00	54.00	28.30	5.24	D	5.24	232.29
Viga 117	69.90	69.90	69.90	27.00	3.86	D	3.86	227.06
Viga 109(zona escalera)	74.50	74.50	74.50	28.00	3.76	D	3.76	226.67
Viga 115	108.00	99.00	103.50	26.00	2.51	D	2.51	222.10
Viga 116	69.70	69.70	69.70	26.50	3.80	D	3.80	226.83
f'c promedio en concreto								226.85

$$* f'c = -0.0137 * vel^3 + 2.026 * vel^2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Tabla 7. 11 Cálculo de f'c del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CLINICA SEGUNDO PISO - VIGAS								
Elemento	Tiempo de		Tiempo prom.(μS)	Long. (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	f'c * (fórmula de ensayos)
	campo(μS)							
Viga 217	76.50	76.50	76.50	27.80	3.63	D	3.63	226.20
Viga 209(zona escalera)	75.30	75.30	75.30	28.00	3.72	D	3.72	226.52
Viga 207	87.00	87.00	87.00	29.00	3.33	D	3.33	225.09
Viga 205	80.00	80.00	80.00	28.40	3.55	D	3.55	225.89
f'c promedio en concreto								225.93

$$f'c = -0.0137 * vel^3 + 2.026 * vel^2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Tabla 7. 12 Cálculo de f'c del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CLINICA TERCER PISO - VIGAS								
Elemento	Tiempo de		Tiempo prom.(μS)	Long. (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	f'c * (fórmula de ensayos)
	campo(μS)							
Viga 317	82.40	82.40	82.40	28.80	3.50	D	3.50	225.69
Viga 309(zona escalera)	73.60	73.60	73.60	29.40	3.99	D	3.99	227.56
Viga pasillo cocina	101.00	87.00	94.00	27.10	2.88	D	2.88	223.43
f'c promedio en concreto								225.56

$$f'c = -0.0137 * vel^3 + 2.026 * vel^2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Tabla 7.13 Cálculo de f'c del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CLINICA PRIMER PISO - COLUMNAS								
Elemento	Tiempo de		Tiempo prom.(μS)	Long. (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	f'c * (fórmula de ensayos)
	campo(μS)							
Columna C12(Eje 5'-F)	91.30	91.50	91.40	28.50	3.12	D	3.12	224.29
Columna Ext. Placa (Eje 4'-F)	110.11	110.11	110.11	36.00	3.27	D	3.27	224.85

Elemento	Tiempo de		Tiempo	Long.	Vel.(L/T)	Método	Velocidad	f'c
	campo(μS)							
Columna Ext. Placa (Eje E'-5')	50.70	50.70	50.70	16.00	3.16	I	3.31	225.01
Columna C4(Eje3-G)	64.00	64.00	64.00	19.10	2.98	I	3.13	224.35
Columna C18 (Eje 3-F)	64.60	64.60	64.60	18.40	2.85	I	2.99	223.83
Columna Ext. Placa (Eje 3'-F)	53.20	53.20	53.20	18.40	3.46	I	3.63	226.20
Columna C2 (Eje 3-C)	54.00	54.00	54.00	18.38	3.40	I	3.57	225.98
Columna C (Eje 3'-G')	54.20	54.20	54.20	18.38	3.39	I	3.56	225.93
Columna C7 (4-I')	54.50	54.50	54.50	18.40	3.38	I	3.54	225.87
Columna C6 (3-I')	51.00	51.00	51.00	18.40	3.61	I	3.79	226.78
Columna C5 (2'-I)	40.50	40.50	40.50	14.14	3.49	I	3.67	226.32
Columna C10(Eje 7'-G)	47.20	47.20	47.20	15.60	3.31	I	3.47	225.59
Columna C16 (Eje 7'-E)	84.00	84.00	84.00	27.00	3.21	D	3.21	224.65
f'c promedio en concreto								225.36

$$* f'c = -0.0137 * vel'3 + 2.026 * vel'2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Tabla 7. 14 Cálculo de f'c del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CLINICA SEGUNDO PISO - COLUMNAS								
Elemento	Tiempo de		Tiempo	Long.	Vel.(L/T)	Método	Velocidad	f'c
	campo(μS)							
Columna C12 (Eje 5'-F)	127.00	130.00	128.50	44.30	3.45	D	3.45	225.51
Columna Ext. Placa (Eje 4'-F)	116.00	116.00	36.80	37.50	10.19	D	10.19	249.12
Columna C4(Eje3-G)	68.00	68.00	68.00	18.40	2.71	I	2.84	223.28
Columna C18 (Eje 3-F)	58.70	58.70	58.70	19.80	3.37	I	3.54	225.86
Columna Ext. Placa (Eje 3'-F)	56.10	67.00	61.55	16.97	2.76	I	2.89	223.48
Columna C2 (Eje 3-C)	53.90	53.90	53.90	18.38	3.41	I	3.58	226.01
Columna C (Eje 3'-G')	48.40	48.40	48.40	12.80	2.64	I	2.78	223.05
Columna C19 (Eje 3-E)	51.20	51.20	51.20	15.56	3.04	I	3.19	224.56
Columna C8 (Eje G-4')	54.50	54.50	54.50	19.11	3.51	I	3.68	226.38
Columna C13 (Eje 9-H'')	100.50	100.50	100.50	32.20	3.20	D	3.20	224.61
Columna C14 (Eje 10-H')	98.70	129.00	113.85	33.00	2.90	D	2.90	223.49
Columna C15 (Eje 9-G')	58.40	58.40	58.40	20.50	3.51	I	3.69	226.40
Columna C10 (Eje 7''-G')	65.00	65.00	65.00	22.63	3.48	I	3.66	226.29
Columna C10 (Eje 7'-G)	89.10	89.10	89.10	28.50	3.20	D	3.20	224.59
Columna C 11 (Eje 6-I)	103.00	104.00	103.50	29.80	2.88	D	2.88	223.42

Elemento	Tiempo de campo(μ S)		Tiempo prom.(μ S)	Long. (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	f'c *(fórmula de ensayos)
	Columna C7 (Eje 5-I)	84.00	84.00	84.00	29.70	3.54	D	3.54
Columna CB (Eje 4'-I)	77.60	77.60	77.60	29.20	3.76	D	3.76	226.69
f'c promedio en concreto								226.39

$$f'c = -0.0137 * vel^3 + 2.2026 * vel^2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Tabla 7. 15 Cálculo de f'c del concreto con datos tomados de campo (Ensayo Pulso ultrasonido)

CLINICA TERCER PISO - COLUMNAS								
Elemento	Tiempo de campo(μ S)		Tiempo prom.(μ S)	Long. (cm)	Vel.(L/T) (Km/seg)	Método	Velocidad corregida	f'c *(fórmula de ensayos)
	Columna C12(Eje 5'-F)	95.90	95.90	95.90	30.00	3.13	D	3.13
Columna Ext. Placa (Eje 4'-F)	132.00	132.00	132.00	37.50	2.84	D	2.84	223.28
Columna C4(Eje3-G)	93.00	93.00	93.00	21.00	2.26	I	2.37	221.60
Columna C18 (Eje 3-F)	61.00	61.00	61.00	19.80	3.25	I	3.41	225.36
Columna Ext. Placa (Eje 3'-F)	61.00	61.00	61.00	18.40	3.02	I	3.17	224.47
Columna C2 (Eje 3-C)	56.80	56.80	56.80	21.00	3.70	I	3.88	227.13
Columna C (Eje 3'-G')	50.60	50.60	50.60	14.14	2.79	I	2.93	223.62
f'c promedio en concreto								224.26

$$f'c = -0.0137 * vel^3 + 2.2026 * vel^2 + 2.8059 * vel + 213.99$$

Con los datos obtenidos vemos que el concreto diseñado para una resistencia de 210 Kg/cm² con el tiempo a sufrido un ligero incremento como era de esperarse, luego estos valores sirven para acercarse más a la realidad y emplearlos para hallar la ductilidad y los momentos máximos de los elementos principales.

Debemos notar que los valores obtenidos son referenciales y aproximados, pero con un grado de confiabilidad grande que pueden compararse con los datos del ensayo de probetas realizados cuando se construyó la obra.

7.1.7 Ensayo de Vibración Ambiental.

7.1.7.1 Concepto de vibración ambiental

Las vibraciones ambientales son vibraciones de muy pequeña amplitud y períodos comprendidos entre 0.1 y 10 seg. Estas vibraciones en los edificios caen en dos categorías: Aquellas que surgen de unas fuentes internas y aquellas que surgen de unas fuentes externas. La mayoría de vibraciones generadas dentro de un edificio son originadas por máquinas (grúas, ascensores, ventiladores, bombas, etc.) y de las actividades de las personas (caminar, saltar, bailar, correr). Externamente las vibraciones son generadas

comúnmente por el tráfico en la carretera o de trenes, subterráneos, actividades en construcción (explosión, excavación y compactación de suelos, perforación de tuberías, etc), estruendos de sonido, vientos fuertes, y terremotos (Ref. 50).

Además también existen vibraciones producidas por el viento que son introducidas en el subsuelo por árboles, edificaciones o su impacto en el relieve. Su fuente no está asociada a terremotos y algunos investigadores (Ref. 26) consideran que esta vibración de origen natural está formado por ondas superficiales generadas en zonas de interacción océano-continente, modos fundamentales de vibración del planeta, cambios en la presión atmosférica y actividad volcánica interna, además de las fuentes artificiales mencionadas en el primer párrafo.



Fotografía 7.7: Una de las causas de la vibración ambiental en la Clínica San Miguel es inducida por el tráfico de autos, camiones, buses y combis.

Uno de los objetivos para los que se realizan estos estudios es contrastar los datos obtenidos con aquellos datos teóricos obtenidos en el diseño y con ello obtener de un modo más real el comportamiento dinámico de la estructura.

7.1.7.2 Consideraciones básicas

Los parámetros de la importancia principal en las vibraciones de las estructuras son **la frecuencia natural, los modos de vibrar y el amortiguamiento**. La frecuencia natural de un edificio o de un componente son aquellas en las cuales las oscilaciones libres continuas ocurren después que la excitación ha parado. La estructura asume un modo de vibrar cuando este vibra libremente en la frecuencia natural. Cuando una frecuencia de la excitación coincide o está cercana a la frecuencia natural de la estructura puede dar como resultado unas amplitudes grandes de vibración. Esto es llamado resonancia, y en general debería ser evitada.

La capacidad de amortiguamiento es la habilidad de absorber energía de vibración. Esta capacidad es inherente en todos los materiales en diversos grados. En la mayoría de los casos incrementar la capacidad de amortiguamiento trae consigo reducir las amplitudes de vibración. Así, los componentes o edificios que tienen una baja capacidad de

amortiguamiento tienden a vibrar más que aquellos con alta capacidad. La energía es disipada en los materiales, nudos y conexiones

7.1.7.3 Periodo medido con vibración ambiental y con sismos

Durante un sismo el periodo fundamental de un edificio puede ser mucho mayor que el obtenido usando vibración ambiental, así muchos investigadores como Muriá-Vila (Ref. 26) estudiaron en un edificio de concreto armado de tres niveles que los valores de frecuencia natural obtenidos de las pruebas de vibración ambiental difieren alrededor del 30% del valor medio de aquellos obtenidos por registros sísmicos.

Çelebi y Safak (Ref. 26) también encontraron algunas diferencias significativas en el periodo fundamental de un edificio de 30 pisos ubicado en San Francisco, California, al comparar los periodos fundamentales obtenidos con el sismo de Loma Prieta (2.63 segundos) y pruebas de vibración ambiental y forzada (1.7 segundos). La diferencia de 55% se debió a 3 factores que son determinantes en el movimiento de la estructura durante un sismo:

- Interacción suelo estructura.
- Comportamiento no lineal del suelo, de las pilas de cimentación y de la cimentación sobre las pilas.
- Microfracturamiento del concreto.

Otro investigador en el tema como Midorikawa recopiló información de 128 edificios de 2 a 30 pisos en 2 ciudades de Chile, la mayoría de concreto armado y el resto de albañilería, dando como resultado que el periodo durante un terremoto es en promedio de 20% mayor cuando la aceleración pico es de 60 a 200 cm/s^2 . Todo esto nos lleva a concluir que la respuesta dinámica de la estructura es muy sensible a la amplitud del movimiento del sismo.

7.1.7.4 Instrumento

Como ya se dijo la vibración ambiental se sitúa en frecuencias que van entre 0.1 a 10 Hz. y es la fuente de excitación utilizada en este trabajo para determinar el periodo fundamental del vibración del edificio.

Se trabajó con el equipo Minimate que es un sismógrafo completo. Este equipo es de fácil manejo y pesa aproximadamente 1.5 Kg. Posee en su parte superior 7 botones que forman el LCD. Este equipo registra eventos que se bajan fácilmente a la computadora vía una interfase estándar RS-232 usando además del software *Instantel's Blastware Event Management*. El *Blastware* también provee las herramientas necesarias para manejar los archivos de los eventos registrados, con la capacidad de imprimir los reportes y los análisis de frecuencia FFT.

Al recibir los datos el equipo los registra como una serie temporal y calcula la transformada de Fourier, es decir, trabaja con los dominios de tiempo y la frecuencia.

Para instalar los acelerómetros se deben utilizar áreas lo más retiradas posibles de equipos mecánicos o de personas ya que cualquier movimiento de los sismógrafos con respecto al

edificio altera tanto el contenido energético como el espectro de frecuencias de la señal, y por lo tanto puede distorsionar los resultados .



Figura 7.5: Equipo sismógrafo Minimate utilizado para medir la respuesta dinámica del edificio frente a excitaciones del medio ambiente.

Minimate™	
General Specifications	Minimate
Channels	Microphone and Triaxial Geophone
Vibration Monitoring	
Range	Up to 127 mm/s (5 in/s)
Resolution	0.125 mm/s (0.005 in/s)
Accuracy	+/- 1% @ 15Hz
Transducer Density	2.08 g/cc (130 lbs/ft ³)
Frequency Range	2 to 250 Hz
Air Overpressure Monitoring	
Weighting Scales	Linear
Range	100 to 142 dB (250 Pa (0.036 PSI) Peak)
Resolution	2 Pa (0.00029 PSI)
Accuracy	0.4 dB at 30 Hz and 127 dB
Frequency Response	2 to 250 Hz
Minimum Recording	
Record Modes	Manual, Single-shot, Continuous, Programmed start/stop
Seismic Trigger	0.25 mm/s to 127 mm/s (0.01 to 5 in/s)
Acoustic Triggers	106 to 142 dB
Sample Rate	1024 Hz per channel (independent of record time)
Record Time	1 to 10 seconds (programmable in one-second steps)
AutoRecord Time	1 to 20 seconds
Cycle Time	Less than 5 seconds per second of recording time
Storage Capacity	40 one-second events

Figura 7.6. Obsérvense las características, especificaciones generales y el registro de las ondas presentados por el fabricante del sismógrafo Minimate.

Localización del sismógrafo

En el presente trabajo el equipo se colocó en la azotea, sobre el tanque elevado de agua y en el primer, segundo y tercer piso, cercanos a la columna C10 del edificio Consultorios A.

7.1.7.5 Método Propuesto

Con el equipo Minimate se obtienen datos de aceleración longitudinal, transversal y vertical de la estructura, tanto en la azotea como en el interior de cada uno de los pisos, luego se calcula el espectro de Fourier y se obtiene el periodo fundamental en las dos direcciones principales. En el espectro de Fourier de la aceleración medida se suele identificar el periodo fundamental del edificio, como **el de máxima amplitud de menor frecuencia que se halla dentro del intervalo de frecuencias posibles del edificio**

Tabla 7.16 : Valores de ensayos realizados con vibración ambiental en el edificio consultorios A.

ídem	hora	día/mes/año	Ubicación	Dirección Minimate	Ac. pico (cm/seg ²)	Transversal		Longitudinal	
						f (Hz)	T (Seg)	f (Hz)	T (Seg)
01	07:35:03	02/07/2003	Azotea cerca C10	X-X'	6.50	5.32	0.19	5.44	0.18
E02	07:35:48	02/07/2003	Azotea cerca C10	X-X'	6.50	4.69	0.21	5.06	0.20
E03	07:36:24	02/07/2003	Azotea cerca C10	X-X'	6.50	4.38	0.23	5.13	0.20
E04	07:38:23	03/07/2003	Azotea cerca C11	X-X'	6.50	4.06	0.25	5.06	0.20
E05	07:40:20	03/07/2003	Azotea cerca C10	X-X'	6.50	4.38	0.23	5.94	0.17
E06	07:41:06	03/07/2003	Azotea cerca C10	X-X'	6.50	5.06	0.20	5.43	0.18
E11	07:55:24	03/07/2003	3er Piso cerca C10	X-X'	6.50	4.50	0.22	5.88	0.17
E12	07:56:42	03/07/2003	3er Piso cerca C10	X-X'	6.50	5.13	0.20	5.38	0.19
E13	07:59:56	03/07/2003	2do Piso cerca C10	X-X'	6.50	5.00	0.20	5.63	0.18
E14	08:03:34	03/07/2003	1er Piso cerca C10	X-X'	6.50	4.50	0.22	5.38	0.19

Ty Tx
T promedio 0.214 0.185

En las figuras 7.7, 7.8, 7.9 y 7.10 se puede observar algunos espectros observados durante el presente trabajo.



Figura 7.7: Espectro de Fourier de aceleración medida en ensayo E1, en la dirección transversal al sismógrafo. La frecuencia = 5.31 Hz.

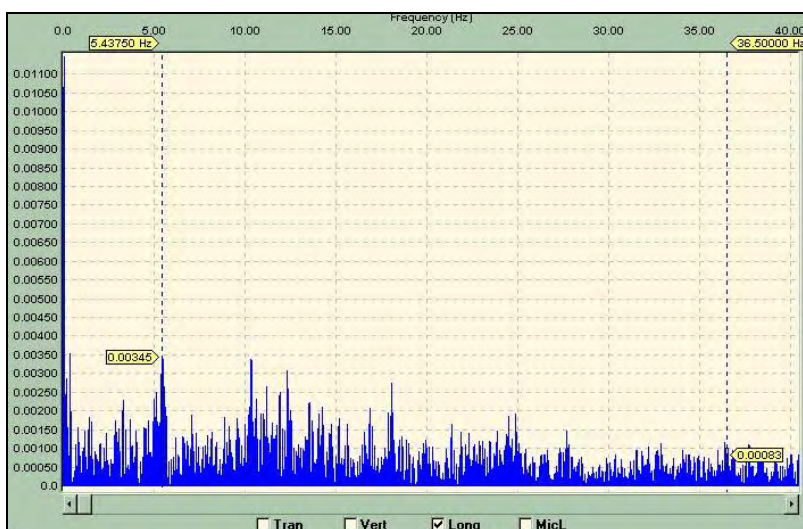


Figura 7.8: Espectro de Fourier de aceleración medida en ensayo E1, en la dirección longitudinal al sismógrafo. La frecuencia = 5.4375 Hz.

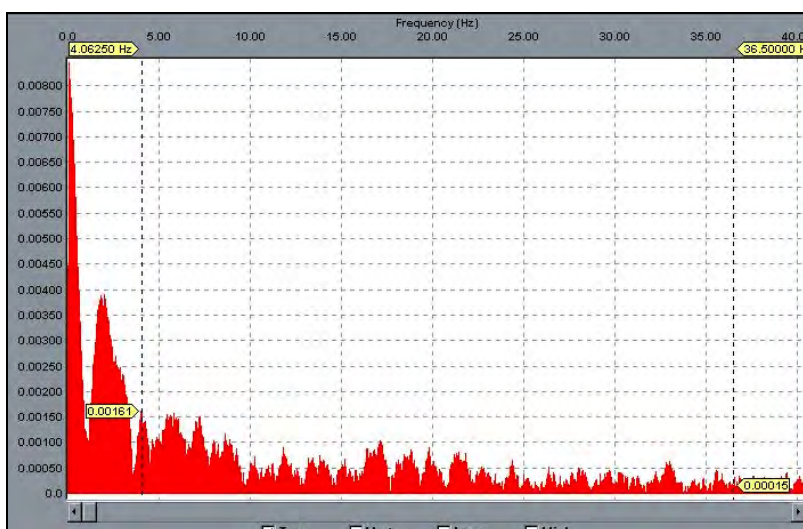


Figura 7.9: Espectro de Fourier de aceleración medida en ensayo E4, en la dirección transversal al sismógrafo. La frecuencia = 4.06 Hz.

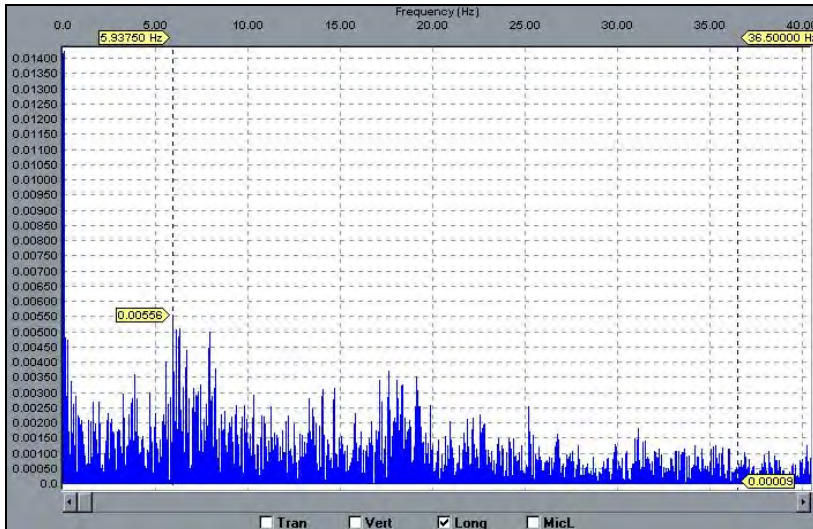


Figura 7.10: Espectro de Fourier de aceleración medida en ensayo E5, en la dirección longitudinal al sismógrafo. La frecuencia = 5.93 Hz.

7.1.7.6 Período calculado con fórmulas empíricas

Esos valores obtenidos son probables, si tenemos en cuenta la configuración estructural del edificio: Pórticos, tabiques de relleno, 3 pisos más el 4to. con solo muros de la fachada, etc. Si lo comparamos con fórmulas empíricas de periodos como las desarrolladas por Midorikawa (Ref. 26) tras muchos estudios de vibración ambiental en edificios de Santiago de Chile, Viña del Mar, Ciudad de México y Japón, de donde obtuvo lo siguiente:

Tabla 7.17: Fórmulas empíricas de periodos fundamentales obtenidos utilizando vibración ambiental.

Localidad	Estructuras evaluadas	Periodo fundamental
Santiago y Viña del Mar	Edificios en base a muros de cortante (albañilería confinada)	$T = 0.05N$
Ciudad de México	Edificios en base a pórticos	$T = 0.11N$
Japón	Edificios en base a pórticos y muros de cortante (Albañilería confinada)	$T = 0.06N$

N = Número de niveles

Por lo tanto en el edificio Consultorios A, que es un edificio se tendrá

- Utilizando $T = 0.05N$

$T = 0.15$ seg (Considerando 3 niveles)

$T = 0.20$ seg (Considerando 4 niveles, debido al 4to. piso inconcluso, existencia de casad e máquinas del ascensor y tanque elevado de agua)

- Utilizando $T = 0.06N$

$T = 0.18$ seg. (Considerando 3 niveles)

$T = 0.24$ seg. (Considerando 4 niveles, debido al 4to. piso inconcluso, existencia de casa de máquinas del ascensor y tanque elevado de agua).

Estos resultados me dan una aproximación de por donde va el período fundamental del edificio usando vibración ambiental

7.1.7.7 Modelo analítico y aplicación

Cuando se modela toda estructura siempre existen aspectos estructurales con grandes incertidumbres de su comportamiento real ante movimientos sísmicos. Entre ellos destacan los efectos de interacción suelo - estructura, los efectos de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la efectividad de las juntas constructivas, la interacción con estructuras vecinas y la influencia de los elementos no estructurales. Si se considera en forma errónea alguno de éstos aspectos, la estimación del periodo de vibración podría ser de poco fiar.

Por ello en la modelación de Consultorios A se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Determinación del coeficiente de balasto para representar mejor los efectos de interacción suelo estructura.
- Modelación de los tabiques como elementos shell.
- Colocación de zonas rígidas en la unión viga-columna.
- Concentración significativa de carga muerta donde ésta se presente, como lo es en la pileta ornamental del 1er. piso. y el peso real del ascensor y casa de máquinas.
- Condición de diafragma rígido a la losa de techo.
- Muros de albañilería que no estén adecuadamente desligados.

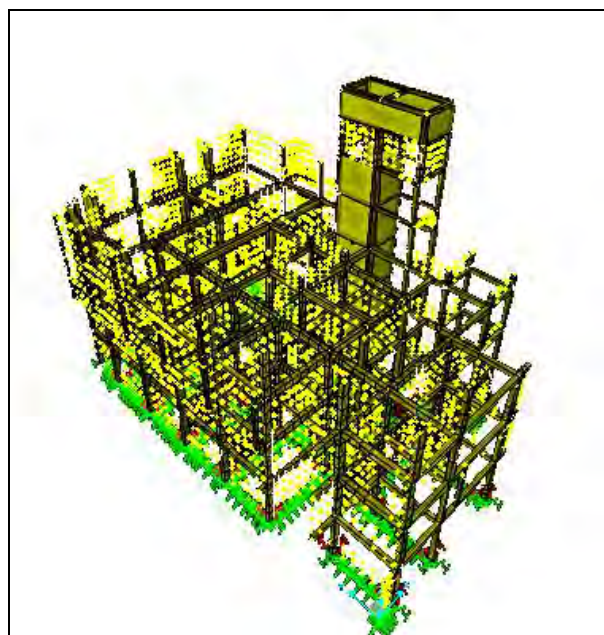


Figura 7.11: Modelo numérico en SAP 2000 v.8 del edificio Consultorios A, utilizado para determinar el periodo fundamental.

Además tenemos que resultados de diversos centros de investigación nos muestran que los modelos numéricos no se alejan demasiado de los datos tomados con vibración ambiental. Asimismo se realizaron las pruebas en el edificio de la Clínica San Miguel (CSM) utilizando el sismógrafo Minimate descrito anteriormente. También se modelo dicho edificio en SAP2000 v.8, modelándose los tabiques con elementos tipo shell, obteniéndose los siguientes resultados:

$$T_x = 0.216 \text{ seg.}$$

$$T_y = 0.232 \text{ seg.}$$

Si comparamos los resultados por los tres procedimientos, esto es, por vibración ambiental, por el modelo analítico de SAP 2000 y por fórmulas empíricas veremos en la siguiente tabla lo siguiente:

Tabla 7.18: Comparación de períodos obtenidos de distintos modos.

	Período por vibración ambiental	Período por SAP 2000 (análisis modal)	Período por fórmula empírica $T = 0.05N$ (N=4)	Período por fórmula empírica $T = 0.06N$ (N=4)
Dirección X-X	0.185	0.216	0.20	0.24
Dirección Y-Y	0.214	0.232	0.20	0.24

Algunas conclusiones de este ensayo que saltan a la vista pueden considerarse:

- Los elementos no estructurales intervienen en el comportamiento dinámico de la estructura haciendo que el periodo disminuya.
- Se puede corroborar los datos de periodo utilizados en diseño con los datos de periodo obtenidos con vibración ambiental y tener una idea del comportamiento real de la estructura.
- El modelo numérico da un periodo fundamental con un valor cercano al periodo obtenido con vibración ambiental, siendo en la dirección X-X un 16% de diferencia y en la dirección Y-Y, un 8%. Esta diferencia coincide con el rango de diferencias obtenidas por Muriá-Vila y González (Ref. 26) al estudiar con vibración ambiental 60 edificios en la Ciudad de México y modelar 13 de ellos. Sus diferencias fueron inferiores al 17%.
- Para la lectura de datos de frecuencias dentro de los espectros que da el software es necesario tener mucho cuidado para elegir el pico más alto en la menor frecuencia debido a la existencia de valores de frecuencia adulterados que están fuera del rango de frecuencias del Minimate (2-250 Hz) y por tanto son valores que no deben ser considerados, además de la presencia de las frecuencias del suelo.

7.1.7.8 Periodo de suelos observados en las mediciones de edificios.

Cuando se intenta correlacionar los periodos predominantes de los suelos con los fundamentales de los edificios, se observa que en algunos espectros el periodo fundamental del suelo también aparece junto con las frecuencias del edificio (Ref. 26). Estos periodos detectados corresponden a los suelos más cercanos al edificio. Se obtuvo un periodo fundamental del suelo promedio de 0.51 seg. (Ver anexos D-4 y D-5).

7.2 DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN DEL MÉTODO ATC 21 – FEMA 154.

Este método denominado “*Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic hazards*”, (ATC, 1988, updated 2002) ha sido formulado para identificar, inventariar, y clasificar edificios que son potencialmente peligrosos ante un sismo.

7.2.1 Secuencia de Implementación de la Investigación

La secuencia de la implementación es como se describe a continuación:

- Desarrollo de un presupuesto y una estimación de costos, reconociendo el alcance esperado para la investigación y el futuro uso de los datos recogidos.
- Planeamiento pre-campo, incluyendo la selección del área a ser evaluada, identificación de los tipos de edificios a ser examinados, selección y desarrollo de un sistema para almacenar los datos, etc.
- Selección y revisión del formato de recolección de datos (*Data Collection Form*). Se puede observar en anexo D-6 y D-7.
- Selección y entrenamiento del personal de investigación.
- Adquisición y revisión de los datos pre-campo; incluyendo la revisión de los archivos del edificio existentes y los documentos relacionados a los edificios a ser evaluados (dirección, número de lote, número de pisos, fecha de diseño, etc.) e identificación del tipo de suelo del área a ser evaluada.
- Revisión de los planos del edificio existente, si están disponibles.
- La investigación de campo de los edificios individuales consiste en :
 1. Verificación de la información del edificio.
 2. Caminar alrededor del edificio y realizar un bosquejo de éste en planta y elevación.
 3. Determinación de la ocupación o sea el uso del edificio y el número de ocupantes.
 4. Identificación del tipo de suelo si no ha sido determinado durante el proceso de pre-planeamiento.
 5. Identificación de las potenciales amenazas de elementos no estructurales.
 6. Identificación del sistema resistente a carga sísmica lateral y encerrar con un círculo el Puntaje Básico de amenaza estructural en el formato de recolección de datos.
 7. Identificación y marcar los puntajes de los modificadores del puntaje (por ejemplo: número de pisos, tipo de suelo, datos de diseño, etc.) en el formato de recolección de datos.

8. Determinación del Puntaje Final, S y decidir si una evaluación detallada es requerida.
9. Fotografiar al edificio.

Detallaremos los aspectos más saltantes de los puntos arriba mencionados como lo son los siguientes:

- 1) **Estimación del desarrollo del Presupuesto y el Costo.-** Muchas de las decisiones a tomar acerca del nivel de detalle para la inspección visual rápida dependerá de las restricciones del presupuesto. Es por ello que el tiempo asignado a la toma de datos de campo por edificio va entre 15 a 30 minutos, si se logra el ingreso al interior podría ser en una hora. Además de unos 10 a 30 minutos para los datos recogidos pre-campo o antes de estar en el campo. Además se necesita entrenar al personal y una oficina para guardar de la información recogida.
- 2) **Entrenamiento del personal.-** Todo esto se hace previo al trabajo de campo e incluye discusiones sobre los sistemas resistentes a carga lateral y como estos se comportan frente a las cargas de sismo, como usar el formulario de recolección de datos, qué mirar en el campo, como enfrentarse a una incertidumbre, etc. En adición a ello se contará con un ingeniero profesional con experiencia en diseño sísmico.
- 3) **Selección y revisión del formulario de recolección de datos.-** Existen tres formularios, una para cada una de las tres regiones de sismicidad: Baja (B), Moderada (M) y Alta (A).

Determinación de la región de sismicidad

Para seleccionar un adecuado formato de recolección de datos, es necesario determinar la región de sismicidad en el cual los edificios a ser evaluados estén ubicados. La región de sismicidad (H, M o L) para el área investigada se determina de la siguiente manera:

1. En función de la aceleración espectral (SA) para un periodo de 0.2 segundos y para un periodo de 1 segundo, se multiplican estos valores por $2/3$ (en caso de usar el MCE – *Maximum Considered Earthquake* - o de lo contrario, se trabaja con un sismo con periodo de retorno de 475 años, como es nuestro caso) y se usa el criterio de la tabla 7.18

Tabla 7.18. Regiones de sismicidad relacionado con la aceleración espectral de respuesta.

Región de Sismicidad	Aceleración espectral de respuesta (Periodo corto ó 0.2 seg.)	Aceleración espectral de respuesta (Periodo grande ó 1 seg.)
Baja	Menos que 0.167g (en dirección horizontal)	Menos que 0.067 g (en dirección horizontal)
Moderada	Mayor o igual a 0.167g pero menos que 0.50g (en dirección horizontal)	Mayor o igual a 0.067g pero menos que 0.200g (en dirección horizontal)
Alta	Mayor o igual a 0.500g (en dirección	Mayor o igual a 0.200g (en

	horizontal)	dirección horizontal)
--	-------------	-----------------------

Nota: g = aceleración de la gravedad

Nuestros edificios que conforman la Clínica San Miguel tienen un $S_{0.2} = 1.15 g$ y $S_1 = 0.69 g$. Estos valores corresponden a una región de sismicidad alta. Por el carácter conservador de este método, primero se utilizan los formatos correspondientes a sismicidad moderada, con los resultados obtenidos se realiza un reajuste para los mismos edificios utilizando los formatos de sismicidad alta.

- 4) **Información de suelos.-** El tipo de suelo tiene una importancia grande sobre la amplitud y duración del movimiento sísmico, y de esta manera sobre el daño estructural. Este manual identifica 6 tipos de suelo que va de A a F como se indica más adelante en la sección 7.2.1.2. del presente trabajo referido al FEMA 310.
- 5) **Revisión de los documentos de la construcción.-** Los documentos de diseño y construcción, siempre que sea posible, deben ser revisados antes de conducirse al trabajo de campo para ayudar al investigador el tipo de sistema estructural resistente a carga lateral para cada edificio.
- 6) **Fotografía del edificio.-** El investigador no se puede limitar a tomar una fotografía. Las fotografías contienen mucha más información, aunque tal vez menos que los bosquejos de elevación. La fotografía debe ser tomada de una distancia suficiente que el edificio entero ingrese y los adyacentes también (sólo una parte).

En lo referente a las fotografía se tomaron 156 fotos en todas las zonas del edificio, tanto desde el exterior como del interior.

En la presente investigación se siguieron todos los pasos arriba señalados aunque la inspección visual demoró un poco más porque se deseaba estudiar el edificio con el mayor detalle posible.

Según este manual FEMA 154, primero debemos identificar el tipo de edificación que estamos evaluando dentro de una de los siguientes tipos que se muestran en la Tabla 7.17:

Tabla 7.19: Tipos de edificación según el método FEMA 154.

1	W1	Estructura de madera tipo 1.
2	W2	Estructura de madera tipo 2.
3	S1(MRF)	Pórtico de acero resistente a momento
4	S2(BR)	Estructura de acero arriostrada.
5	S3(LM)	Estructura de metal ligero.
6	S4(RC SW)	Estructuras de acero con muros de corte.
7	S5(URM INF)	Estructuras de acero con muros de relleno de mampostería no reforzada.
8	C1(MRF)	Edificios de pórticos de concreto resistente a momento.
9	C2(SW)	Edificios de muros de corte de concreto.

10	C3 (URM INF)	Estructura de concreto con mampostería de relleno no reforzada.
11	PC1(TU)	Estructuras pre-fabricadas con estructuras inclinadas en su parte superior como tijerales, coberturas metálicas livianas, vigas de madera. Columnas pre-fabricadas en sitio de forma T, H. Muros metálicos soldados.
12	PC2	Estructuras de concreto pre-fabricado(Paneles de concreto pre-fabricado, paneles de metal o vidrio, paneles superboard, drywall, columnas y vigas pre-fabricadas, losas de concreto con secciones T,etc.
13	RM1(FD)	Mampostería reforzada con losa de diafragma flexible.
14	RM2(RD)	Mampostería reforzada con losa de diafragma flexible.
15	URM	Edificios de mampostería no reforzada.

De todo este conjunto se presentaron los siguientes tipos de edificios:

1. Elementos o Pórticos de concreto resistentes a momentos (MRF)

Son estructuras de concreto reforzado compuesto básicamente de columnas y vigas, que trabajan a flexión y cortante, que se encargan de resistir las cargas laterales y verticales, pueden llevar muros de mampostería de relleno con o sin refuerzo.

Los pórticos pueden estar localizados en cualquier lugar del edificio y generalmente las columnas tienen sus direcciones fuertes, orientadas de tal modo que unas actúan en una dirección y otras en la otra dirección

Los muros de relleno arriba mencionados pueden, de manera inadvertida formar parte del sistema resistente lateral como nos lo señala S.B. Barnes (Ref. 2):

“Algunos diseñadores que no están familiarizados con la respuesta real de una estructura durante los sismos, han diseñado estructuras para resistirlos, pero han ignorado el efecto de los muros de relleno no soportantes pero rígidos y poco resistentes. Ellos habrán dicho que éstos son sólo muros de relleno o divisorios y no se tomarán en cuenta en los cálculos. Infortunadamente nadie se ha comunicado con estos muros y les ha dicho que van a desempeñar una función pasiva en la resistencia a los sismos. Los edificios de gobierno de E.U.A. en la Base de la fuerza aérea de Elmendorf y Fort Richardson en Anchorage, tenían muchos muros no reforzados de bloques de concreto de 10 cm, que trataron de actuar a compresión o tensión diagonal. Algunos de ellos estallaron como granadas. Al ignorar las rigideces de estos muros los cálculos estaban muy equivocados, al menos hasta que los muros fallaron...”

Por ello si estos muros no se separan íntegramente de la estructura deben tomarse como parte resistente a carga lateral por su enorme rigidez.

Los edificios con estructuras resistentes a momentos, generalmente, son más flexibles que los edificios con muros de corte, esta menor rigidez ocasionará mayores derivas entre pisos y es por ello que el reglamento limita estos valores.

En los edificios aporricados de concreto armado, el empleo de muros no estructurales como muros bajos o alfeizares de ventanas, pueden producir el efecto de columna corta si no han sido aislados adecuadamente del sistema resistente. La incompatibilidad entre un elemento flexible como lo es una columna con uno rígido, el caso de un muro hace que el corte se incremente en la porción de la columna no restringida produciendo una falla frágil y explosiva. Una prueba de esto se produjo en el sismo de Nazca (1996).

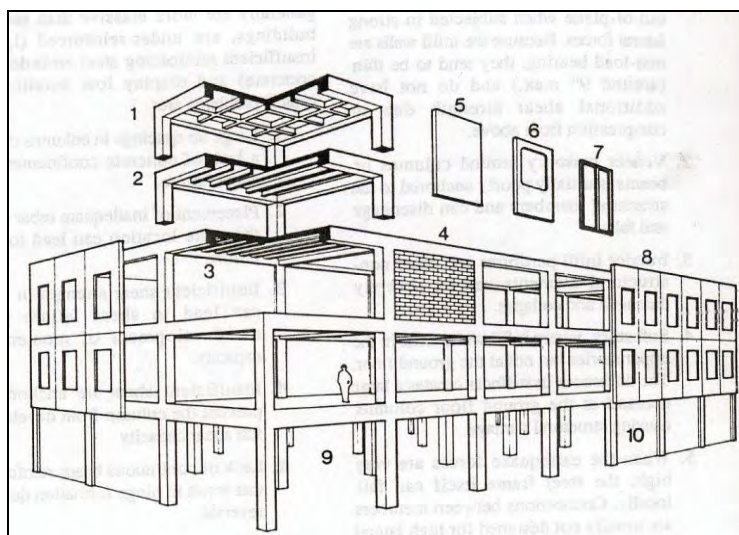


Fig. 7.12 Estructura de pórticos de concreto armado

Algunos problemas que pueden encerrar estos edificios son:

- Espaciamientos grandes de los estribos pueden conducir a una carencia de confinamiento del concreto y/o una falla por corte.
- Colocación de inadecuados empalmes en las barras en la misma ubicación puede conducir a falla en la columna
- Insuficiente resistencia a cortante en las columnas puede conducir a una falla por corte antes del desarrollo de una rótula plástica en la viga.
- Falta de refuerzo continuo en la viga puede resultar la formación de rótulas durante la inversión de cargas en un sismo.
- Inadecuado refuerzo en la unión viga-columna o una inadecuada ubicación de los empalmes en las barras puede conducir a fallas.

- La relativa baja rigidez de los elementos puede conducir a un daño sustancial no estructural.
- Pueden ocurrir daños por golpeteo con edificios adyacentes.

2. Muros de corte de concreto.

Esta categoría consiste de sistemas estructurales de cajas de muros de corte de concreto como en la Figura 7.13. En el Perú esto es poco usual, aunque en los edificios modernos los muros de corte tienden a estar localizados a lo largo del perímetro, o en las partes interiores como es el caso de las cajas de ascensores, y alrededor del centro del recinto. Algunos daños encontrados sobretodo en edificios altos se refiere a problemas de discontinuidades verticales, golpeteo y/o configuración irregular.

En estructuras de concreto los muros de corte son muchas veces usados para proveer resistencia lateral en adición a los elementos resistentes a momentos o pórticos. Estos muros de corte son muros de concreto que se extienden desde la cimentación hasta la azotea del edificio. Están interconectados al resto de los elementos estructurales del edificio y así resisten el movimiento de un piso relativo a otro.

También pueden construirse de mampostería armada o de bloques huecos de concreto.

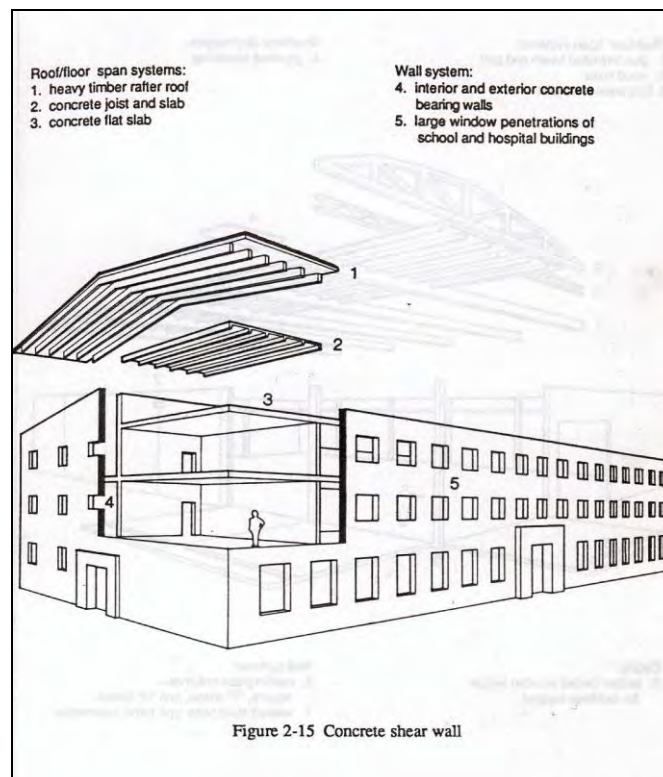


Figura 7.13 Muros de corte de concreto.

3. Estructura de concreto con mampostería de relleno no reforzada.

Este tipo de estructuras de naturaleza rígida, son muy propensas a atraer cortantes significativos de entrepiso como consecuencia de las fuerzas del sismo. Es por tanto importante que los muros tengan una adecuada resistencia a cortante y esto depende de la calidad de la unidad de ladrillo que se ha empleado y del mortero.

Los cortantes de entrepiso se distribuirán de acuerdo con la rigidez de los muros, aquellos que son de mayor longitud en la dirección del sismo tendrán mayor rigidez en dicha dirección. Al darle mayor rigidez a la estructura, como ya se dijo anteriormente, se reducen los efectos de daño en los elementos no estructurales.

Si la edificación es de altura importante o el muro es de poca longitud la flexión que producen las fuerzas del sismo pueden producir en los extremos del muro esfuerzos de tracción. Con el objeto de reducir este efecto es necesario que los muros tengan una carga axial de compresión, producto de su peso propio y del soporte del peso del techo con sus respectivas cargas, llamándose por ello muros portantes. La tracción en los extremos del muro deben ser resistidos por los elementos de confinamiento vertical ubicados en esos extremos que son las columnas. Una vez identificados los tipos de edificios se deben ver los problemas de configuración, que se explicaron en el capítulo 5.

Cuando se realizó la inspección visual rápida se encontraron dentro de lo que hemos denominado Edificio de la Clínica San Miguel la presencia de 5 estructuras o edificios independientes, los cuales son:

1. Edificio Consultorios A (3 pisos construidos, 4to. piso incompleto más ascensor y tanque elevado).
2. Edificio Consultorios B (3 pisos construidos, 4to. piso incompleto).
3. Edificio Clínica (pisos construidos, 4to. piso incompleto más ascensor y tanque elevado).
4. Edificio Farmacia-Administración (2 pisos, remodelación de casa antigua).
5. Edificio Tomografía-contabilidad (2 pisos).

7.2.2 Formulario de recolección de datos

Brevemente como ya se dijo este método es una inspección desde el exterior para determinar rápidamente si el edificio esta preparado para afrontar las fuerzas de un sismo. Es obvio que una inspección rápida visual no dé una alta confiabilidad acerca del comportamiento sísmico e incluso se pueden encontrar casos en que el procedimiento no identifique algún edificio como riesgoso pero que realmente sí lo es, por eso es muy importante el criterio del investigador para decidir si el edificio debe investigarse con más detalle.

El formulario de recolección de datos dados por FEMA 154 o ATC 21 se muestra a continuación y corresponde a una región de alta sismicidad, la cual le pertenece a la CSM. En dichos formularios existen unos factores que modifican el comportamiento sísmico dados en la tabla 7.14 donde aparecen unos valores en función de posibles irregularidades que podrían

afectar el comportamiento de la estructura, así como los tipos de suelo. También en un cuadro se pueden colocar los comentarios vistos durante la evaluación hecha al edificio.

Figura 7.14: Formulario de Recolección de Datos (*Data Collection Form*).

A continuación se describen los modificadores del formulario y los criterios usados para su elección.

Tabla 7.20 Modificadores del comportamiento sísmico.

Modificador	Descripción
Mediana altura(4 a 7 pisos)	Edificios entre 4 a 7 pisos.
Gran altura(> 7 pisos)	Edificios con más de 7 pisos.
Irregularidad vertical	Pasos en elevación, muros inclinados, discontinuidad en la ruta de la carga, edificio sobre una cuesta, piso blando (p.e. una casa sobre garaje, edificios con columna corta, etc.)
Irregularidad en planta	Edificios en forma de L, U, T, V u otra forma irregular de edificación, edificios con buena resistencia lateral en una dirección, pero no en la otra dirección; rigidez excéntrica en planta.
Modificador	Descripción
Pre-Código	Edificios diseñados y construidos anteriormente al año en los cuales los códigos de diseño sísmico fueron adoptados y hechos cumplir. En el Perú esto se da en la década del 70.
Post-Benchmark	Edificios diseñados y construidos después de que mejoras significativas en los requerimientos del código sísmico (p.e. detalles sobre ductilidad) fueron adoptadas y hechas cumplir.
Suelo tipo C	Suelo denso
Suelo tipo D	Suelo rígido
Suelo tipo E	Suelo blando

Además a cada tipo de edificación según su uso le corresponde un volumen de personas. Esto se presenta en la siguiente tabla 7.21.

Tabla 7.21 Tabla de carga de personas según el tipo de edificación.

Tipo de edificación	Carga de ocupación
Residencial	100-300
Comercial	50-200
Oficinas	100-200

Industrial	200-500
Sala Pública	> 10
Centro Educativo	50-100
Gubernamental	100-200
Servicio de emergencia	1000

Tabla 7.22 Tabla del significado de las nomenclaturas que aparecen en el formato FEMA 154.

Nomenclatura	Nombre en inglés	Nombre en castellano
BR	<i>Braced frame</i>	Estructura de acero arriostrado
FD	<i>Flexible diaphragm</i>	Diafragma flexible
LM	<i>Light metal</i>	Metal ligero
MRF	<i>Moment-resisting frame</i>	Estructura resistente a momento (Pórtico)
RC	<i>Reinforced concrete</i>	Concreto reforzado
RD	<i>Rigid diaphragm</i>	Diafragma rígido
SW	<i>Shear wall</i>	Muro de corte
TU	<i>Tilt up</i>	Estructura prefabricada hecha en el suelo y levantada con equipos.
URM INF	<i>Unreinforced masonry infill</i>	Mampostería de relleno no reforzada

Aplicación del formulario a las 5 edificaciones que constituyen la Clínica San Miguel

Comentarios realizados a los formularios llenados

1. Edificio Consultorios A

Este edificio como se puede apreciar en el formulario llenado se puede justificar los valores marcados por lo siguiente:

a) Ocupación: La ocupación se realiza en horas del día, entre 8 de la mañana hasta 8: 30 de la noche aproximadamente, ya que es un servicio de consultorios. En horas de la madrugada este edificio se encuentra deshabitado. Se marcó como Servicios de emergencia como es obvio, donde hay médicos, enfermeras, secretarias, señores y señoras de mantenimiento y limpieza, y sobretodo pacientes y sus familiares (se pudo observar pacientes en muletas, en sillas de ruedas, ancianos, niños, señoras con sus bebés, etc.) condiciones que agravarían y generarían un caos ante la presencia de un sismo de magnitud moderada a alta sobre todo debido a la evacuación del recinto por la única escalera que este edificio tiene, ya que la otra escalera ubicada en el edificio consultorios B no es conocida por los pacientes. El ascensor en casos de siniestro sísmico no se utiliza debido a ello no se considera como vía de evacuación.



Fotografía 7.8:
Clínica San Miguel.
Consultorios A:
Vista de la zona de Pediatría.

En las diversas zonas cambia el número de pacientes llegando sobrepasar en algunas, los 50 pacientes.

- a) Tipo de suelo: Como se indicó en el estudio de Suelos realizado por el Laboratorio de Suelos y Ensayos de Materiales de la UDEP : “Geológicamente el terreno para la fundación de la clínica está constituido por arena fina pobremente graduada, con trazos de limo no plástico y en estado de densificación medio, estimado en una densidad relativa de 50%”. Por ello se eligió el tipo E de suelo blando (densificación media). Ver anexo A-1, A-2 y A-3 sobre estudios de suelos.
- b) Elementos con riesgos de caer: Se encuentran los parapetos de la azotea, muebles en algunas zonas como en oftalmología.



Figura 7.9: Clínica San Miguel. Zona de Consultorios A. 3er piso. Área de oftalmología.

d) Tipo de edificio: Pórtico resistente a momento con muros de albañilería de relleno no reforzada no separada del pórtico por lo que aportará rigidez al edificio.

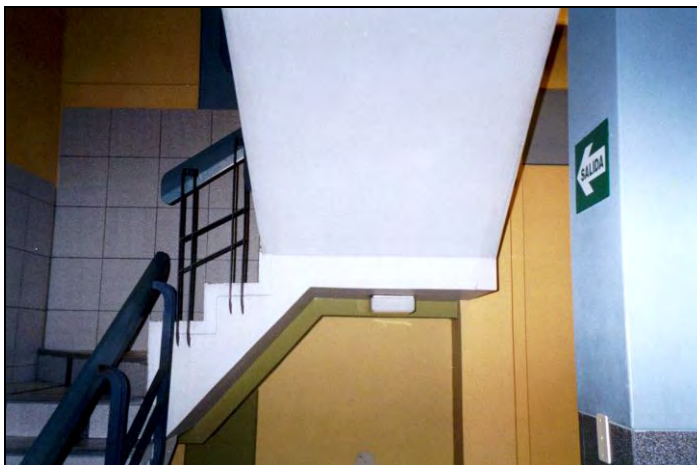
e) Modificadores básicos encontrados:

- Edificio de mediana altura: 3 pisos construidos, 4to. piso incompleto más ascensor y tanque elevado.
- Irregularidad vertical: Debido al tanque elevado.
- Irregularidad en planta: Debido a que no cumple las E-030 de diseño sismorresistente de esquinas entrantes.

2. Edificio Consultorios B.

Los puntos llenados en el formulario se justifican abajo.

a) Ocupación: Al igual que Consultorios A, la ocupación se realiza en horas del día entre 8 de la mañana hasta 8: 30 de la noche aproximadamente, ya que es un servicio de consultorios, en horas de la madrugada el edificio se encuentra deshabitado. Se marcó como Servicios de emergencia por la función de consultorios que tiene esta zona de la Clínica. Ante un posible evento sísmico en horas del día éste encontrará médicos, enfermeras, secretarias, señores y señoras de mantenimiento y limpieza, y sobretodo pacientes y sus familiares (como se pudo observar pacientes con muletas, en sillas de ruedas, ancianos, niños, señoras con sus bebés, etc.) condiciones que agravarían y generarían un caos ante este evento inesperado sobre todo debido a la evacuación , las personas tendrían que correr a la zona de Consultorios A donde se ubica la escalera. En las figuras se puede apreciar 2 fotografías tomadas en esta zona ce Consultorios B.



Fotografía 7.10: Clínica San Miguel. Escalera ubicada en Consultorios A, donde acudirían las personas desde consultorios B en caso de sismo.

En las diversas zonas cambia el número de pacientes llegando sobrepasar en algunas zonas los 40 pacientes.

- b) Tipo de suelo: Al igual que en consultorio se eligió el tipo E de suelo blando (densificación media). Ver anexo de estudios de suelos
- c) Elementos con riesgos de caer: Se encuentran los parapetos de la azotea, vidrios, etc.
- d) Tipo de edificio: Pórtico resistente a momento con muros de albañilería de relleno no reforzada no separada del pórtico por lo que aportará rigidez al edificio.
- e) Modificadores básicos encontrados:
 - Irregularidad en planta : Debido a que no cumple las E-030 de diseño sismorresistente de esquinas entrantes

3. Edificio Clínica.

Este edificio como se puede apreciar en el formulario llenado se puede justificar los valores marcados por lo siguiente:

- a) Ocupación: La ocupación es durante todo el día y toda la noche por los servicios que en este edificio se encuentran: Servicio de emergencia las 24 horas, Hospitalización, Salas de operaciones, Unidad de Cuidados Intensivos, cocina, lavandería, Cafetería, Rayos X, Central telefónica, oficinas, entre otros. Se marcó como Servicios de emergencia como es obvio, donde hay médicos, enfermeras, secretarias, señores y señoras de mantenimiento y limpieza, y sobretodo pacientes y sus familiares (como se pudo observar pacientes con muletas, pacientes hospitalizados, pacientes siendo operados o en la UCI, bebés en incubadoras, pacientes en sillas de ruedas, ancianos, niños, señoras con sus bebés, personas que sufren de presión

arterial alta) condiciones que agravarían y generarían un caos ante la presencia de un sismo de magnitud moderada a alta sobre todo debido a la evacuación del recinto .



Figura 7.11 Clínica San Miguel. Zona Clínica. Vista de elementos no estructurales (Vidrios) que podrían fallar en caso de sismo. El espesor del vidrio es de 6 mm.

Se tienen 3 salidas: la primera, y la menos recomendable sería ir hacia consultorios para salir por su salida, pero es un poco largo dicho recorrido; la segunda salida sería la principal que es una salida amplia pero que en caso de sismo de intensidad moderada-fuerte los grandes vidrios ornamentales de la fachada de entrada caerían y dificultarían la salida e incluso producir heridos graves. La tercera salida que es la salida de emergencia, una salida estrecha que poca gente se dirigiría hacia allí, salvo la gente de emergencia y oficinas cercanas a ella.

b) Tipo de suelo: Arena pobremente graduada como se indicó en el estudio de suelos : “ Geológicamente el terreno para la fundación del a clínica está constituido por arena fina pobremente graduada, con trazos de limo no plástico y en estado de densificación medio, estimado en una densidad relativa de 50%”. Por ello se eligió el tipo E de suelo blando (densificación media). Ver anexos A-1, A-2 y A-3 de estudios de suelos. Además el peligro de licuefacción es muy evidente.

c) Elementos con riesgos de caer: Como ya se mencionó anteriormente el vidrio de la fachada, además de los parapetos de la azotea, tanques de oxígeno, tanques de gas propano, televisores, objetos en el almacén, objetos quirúrgicos en Sala de Operaciones, etc.



Figura 7.12 Tanque de oxígeno en un pasillo, no posee conectores.

d) Tipo de edificio: Muros portantes de albañilería confinada no reforzada de resistencia a cortante y algunos pórticos. Sistema dual.

e) Modificadores básicos encontrados:

- Edificio de mediana altura: 3 pisos construidos, 4to. piso incompleto más ascensor y tanque elevado.
- Irregularidad vertical: Debido al tanque elevado.
- Irregularidad en planta : Debido a que no cumple las E-030 de diseño sismorresistente de esquinas entrantes

4. Edificio Farmacia-Administración

Este edificio como se puede apreciar en el formulario llenado se puede justificar los valores marcados por lo siguiente:

a) Ocupación: La ocupación se realiza en horas de oficina casi igual que en consultorios A y B o sea entre 8 de la mañana hasta 7: 30 de la noche aproximadamente. En horas de la madrugada el edificio se encuentra deshabitado. Se marcó como Servicios de emergencia

como es obvio, donde personal administrativo, médicos, enfermeras, señores y señoras de mantenimiento y limpieza, y pacientes en sala de espera para Mamografía, Tomografía y Ecografía.(esto en el primer piso).



Figura 7.13: Clínica San Miguel. Zona de Secretaría y Administración en 2do. piso

- b) Tipo de suelo: El suelo es el mismo como en los otros casos.
- c) Elementos con riesgos de caer: Se encuentran los archivadores.
- d) Tipo de edificio: Edificio de albañilería confinada. Anteriormente fue una residencia construida en los años 70 que luego en 1995 fue remodelada y anexada al os edificios de consultorios A y B.

5. Edificio Tomografía-Contabilidad

Este edificio como se puede apreciar en el formulario llenado se puede justificar los valores marcados por lo siguiente:

- c) Ocupación: La ocupación se realiza en horas del día entre 8 de la mañana hasta 8: 30 de la noche aproximadamente, ya que es un servicio de consultorios como lo es la sala de Tomografía y administrativa como loe s la oficina de contabilidad. En horas de la madrugada el edificio permanece deshabitado. Se marcó como Servicios de emergencia donde hay médicos, enfermeras, secretarias, señores y señoras de mantenimiento y limpieza, y sobretodo pacientes y sus familiares. La zona de evacuación es salir a consultorios B, seguir por consultorios A y llegar a la calle.
- d) Tipo de suelo: Como se indicó en el estudio de Suelos : “ Geológicamente el terreno para la fundación de la clínica está constituido por arena fina pobremente graduada,

con trazos de limo no plástico y en estado densificación medio, estimado en una densidad relativa de 50%”. Por ello se eligió El tipo E de suelo blando (densificación media). Ver anexo de estudios de suelos.

e) Elementos con riesgos de caer: Se encuentran los archivos, computadoras, etc. Daños en equipo de Tomografía, etc.

d) Tipo de edificio: Pórtico resistente a momento.

En todos los 5 edificios se observa que fueron diseñados y construidos en una fecha comprendida después de año de pre-código y antes del año Benchmark, por lo tanto éstos modificadores no alteran en nada el Puntaje Básico.

7.2.3 Interpretación de los puntajes estructurales

Habiendo empleado el procedimiento RSP y determinado el puntaje estructural S para cada edificio, el cual está basado en el puntaje básico de amenaza estructural y en el puntaje de los modificadores nos encontramos frente a la pregunta sobre qué significa este puntaje S.

Fundamentalmente el puntaje S es un estimado de la probabilidad o posibilidad de que un edificio colapse si los movimientos del terreno ocurren iguales o mayores al máximo sismo considerado. Estos estimados de puntaje están basados en límites observados y datos analíticos y la probabilidad de colapso es por consiguiente aproximada.

Por ejemplo, un puntaje final de $S = 3$ implica que hay una posibilidad de 1 en 1000 que el edificio colapse si tales movimientos del terreno ocurren. Un $S = 2$ implica que hay una posibilidad de 1 en 100 que el edificio colapse si tales movimientos sísmicos ocurren.

Uno de los asuntos más difíciles perteneciente a este método es responder a la pregunta ¿Cuál es un S aceptable? Un puntaje S de 2 es sugerido como límite, basado en el criterio de diseño sísmico. Usando este nivel límite, los edificios que tengan un puntaje S de 2 o menos debería ser investigado por un profesional de diseño experimentado en diseño sísmico. La determinación del puntaje límite usado en el RVS permite al usuario dividir los edificios investigados en 2 categorías: aquellos que tendrán un adecuado desempeño frente a un sismo y aquellos que podrían ser peligrosos y deberían tener un estudio adicional. Un valor de S alto se refiere a mayor seguridad, mientras que valores bajos de S, lo contrario.

Ahora se aplicarán a los edificios el formato correspondiente a una región de sismicidad alta y se compararán los resultados. Esto se muestra en las siguientes páginas.

Comparación de valores de S

Edificio:	Sismicidad Moderada	Sismicidad Alta
Consultorios A	0.50/-0.80	-0.30/-0.50
Consultorios B	1.60/1.60	0.80/0.30
Clínica	-0.20/-0.80	-0.50/-0.50
Farmacia-Administración	2.40	0.80/1.00
Tomografía-Contabilidad	2.40	1.30/0.80

Se pueden ver la variación de uno y otro formato, por los resultados que éstos arrojan. La tendencia es la misma en ambos formatos (Sismicidad moderada o alta). En orden de más vulnerable a menos vulnerable, tenemos:

1. Consultorios A.
2. Clínica.
3. Consultorios B.
4. Farmacia-Administración.
5. Tomografía-Contabilidad

Se debe dejar en claro que el hecho de que un edificio tenga un valor $S \leq 2$, no significa que sea completamente vulnerable, sino que necesita una evaluación a más detalle. Después de esa evaluación se puede obtener un resultado más preciso si es vulnerable o no.

Se eligió el edificio Consultorios A, por ser el de menor puntaje S, para evaluar con el FEMA 310.

7.3 DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN DEL MÉTODO ATC 22 - FEMA 310

La evaluación de edificios involucra muchas dificultades sustanciales. Una es debido a que los planos y cálculos no están disponibles. En muchos edificios la estructura está oculta por los acabados arquitectónicos y el profesional de diseño tendrá que ingresar en los áticos, en espacios estrechos, etc. para investigar.

Algunas pruebas intrusivas deben ser hechas para determinar la calidad del material y los esfuerzos permitidos o máximos. Si los planos del acero de refuerzo están disponibles, alguna exposición o muestra del refuerzo crítico debe ser necesario verificar para ver si está conforme con los planos. El alcance de la investigación requerida depende del nivel de evaluación porque el grado conservador inherente en ambos niveles, 1 y 2, cubre la falta de información detallada en muchos casos. El profesional de diseño y evaluación está fomentado a compensar la investigación con la sofisticación de la técnica de evaluación.

La evaluación debe basarse en hechos, tan opuesto a las suposiciones, para obtener el mayor alcance posible. Uno de los factores más importantes en la evaluación son las propiedades del material y las resistencias. Según el manual FEMA 310, para un nivel 1 de evaluación, los valores siguientes por defecto pueden ser asumidos: $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ para el concreto, $F_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ para el acero de refuerzo, $F_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$ para el acero estructural, $f'_m = 105 \text{ Kg/cm}^2$ para la albañilería. Para un nivel 2, las resistencias de los materiales pueden ser tomados de información existente o por ensayos de materiales.

7.3.1. DESCRIPCIÓN DEL METODO ATC 22 - FEMA 310:

7.3.1.1. Requisitos de evaluación

Antes de comenzar a evaluar un edificio usando este método se deberán seguir los siguientes pasos:

1. Investigar si existe un reporte geotécnico sobre las condiciones del suelo.
2. Establecer los parámetros del lugar y del suelo.
3. Recopilar y ensamblar los datos de diseño del edificio que incluya planos, especificaciones y cálculos.
4. Buscar otras informaciones tales como evaluaciones hechas al comportamiento del edificio durante terremotos pasados.
5. Seleccionar y revisar los conjuntos de puntos de evaluación apropiados.

A) Visita al edificio y recolección de información:

La información relevante que se debe determinar en la visita incluye:

- Descripción general de edificio: Número de pisos, año(s) de construcción y dimensiones.
- Descripción de los sistemas estructurales: elementos, sistemas resistentes a fuerza lateral, sistema de cimentación, sótano, etc.

- Descripción de los elementos no estructurales que podrían interactuar con los elementos estructurales y afectar el comportamiento sísmico del edificio.
- Categorizar el edificio como uno o más de los tipos comunes de edificio.
- Nivel de desempeño: Anotar el nivel de desempeño requerido para la evaluación.
- Identificar la sismicidad de la región donde se realizará la evaluación.
- Anotar el tipo de suelo.
- Anotar el tipo de ocupación que tiene el edificio.

B) Nivel de Performance o Desempeño.

Antes de comenzar con la evaluación sísmica se debe definir el nivel de Performance esperado, si se trata de un nivel de Seguridad de Vida (*Life Safety* - LS) o de un nivel de Ocupación Inmediata (*Immediate Occupancy* - IO). Como indica este manual para caso de hospitales y otras instalaciones médicas que poseen instalaciones para tratar emergencias y cirugías deben ser evaluadas a un nivel de Ocupación Inmediata (IO).

C) Sismicidad de la región.

Se debe definir la región de sismicidad de acuerdo al mapa de zona sísmica la norma peruana de diseño sismorresistente. En este punto se acomoda lo del manual a las características propias del país donde se está evaluando el edificio.

D) Tipo del edificio.

El edificio que esta siendo evaluado deberá ser clasificado como uno o más de los tipos de edificios listados en la siguiente relación:

- Edificio tipo 1: Pórticos de madera liviana.
- Edificio tipo 2: Pórticos de madera para uso comercial e industrial.
- Edificio tipo 3: Pórticos de acero resistente a momento.
- Edificio tipo 4: Pórticos de acero con elementos diagonales de arriostre.
- Edificio tipo 5: Pórticos de acero liviano.
- Edificio tipo 6: Pórticos de acero con muros cortantes de concreto.
- Edificio tipo 7: Pórticos de acero con muros cortantes de albañilería de relleno.
- Edificio tipo 8: Pórticos de concreto resistente a momento.
- Edificio tipo 9: Edificios de muros de corte de concreto.
- Edificio tipo 10: Pórticos de concreto con muros de albañilería de corte de relleno.
- Edificio tipo 11: Prefabricados. Edificios de muros de concreto de corte.
- Edificio tipo 12: Pórticos de concreto prefabricados.
- Edificio tipo 13: Edificios de muros portantes de albañilería reforzada con diafragmas flexibles.
- Edificio tipo 14: Edificios de muros portantes de albañilería reforzada con diafragmas de concreto rígidos.
- Edificio tipo 15: Edificios con muros portantes de albañilería no reforzada.

7.3.1.2. Nivel 1 (Fase de investigación)

Después de realizados los requisitos de evaluación (Sec. 7.3.1.1) se procede a trabajar con el Nivel 1 de evaluación.

Inicialmente se debe determinar si el edificio satisface el criterio de los códigos (*Benchmark building*). Un *Benchmark building* es un edificio diseñado, construido o evaluado a un nivel específico de desempeño utilizando un código aceptable o estándar de la lista que se muestra en la tabla 3-1 del manual.

En el caso de la Clínica San Miguel, por haberse construido y diseñado con normas peruanas no satisface este punto, por ello como dice el manual en caso de no satisfacer se seleccionarán y completarán las apropiadas listas de verificación de acuerdo a como lo recomienda el manual.

A) Selección y uso de las listas de verificación

Las listas de verificación (*checklists*) requeridas, como una función de la sismicidad y del nivel de *performance*, se encuentran en la Tabla 3-2 del manual FEMA 310 (Ref. 29). Estas listas serán completadas para el Nivel 1 de evaluación.

Cada uno de los puntos de evaluación debe ser marcado en el caso de si cumple (*compliant*), no cumple (*noncompliant*) o no aplicable (N/A). Los puntos C (cumple) se refieren a aquellos cumplen con el criterio de este manual, mientras que los que son NC (no cumple) requieren de investigaciones futuras. Existen además ciertos puntos que no son aplicables a algunos edificios cuando son evaluados. En la tabla 7.23 se aprecian las listas de verificación que son necesarias para el proceso de evaluación en el Nivel 1.

Tabla 7.23 Listas de verificación necesarias para el proceso de evaluación.

Región de sismicidad	Nivel de Performance	Lista de verificación requerida					
		Región de baja sismicidad	Estructural básica	Estructural complementaria	Amenaza geológica del lugar y cimentación	No estructural básica	No estructural complementaria
Baja	LS	*					
	IO		*		*	*	
Modera	LS		*		*	*	
	IO		*	*	*	*	*
Alta	LS		*	*	*	*	
	IO		*	*	*	*	*

Donde el asterisco * indica que la lista de verificación debe ser completada para una etapa 1 de evaluación en función de la región de sismicidad y el nivel de *performance*.

LS = Seguridad de la Vida (*Life Safety*).

IO = Ocupación Inmediata (*Immediate Occupancy*).

B) Futuros requerimientos de evaluación

Una vez completado el Nivel 1 de evaluación se procederá a una futura evaluación, comenzando así el Nivel 2, de acuerdo a la tabla 3-3 del manual (Ref. 29). Como se observará en esta tabla si se indica T2 se debe continuar con el Nivel 2. Si señala T3 se debe continuar hacia el Nivel 3.

Como indica esta tabla para Edificios de pórticos de concreto y para un sismo de intensidad moderada a alta se debe utilizar hasta el Nivel 2 (*Tier 2 –T2*). También para edificios de concreto con muros de corte de albañilería de relleno (tabiques) se debe analizar hasta este nivel.

C) Análisis del Nivel 1

Para realizar el chequeo rápido de la lista se debe utilizar esta sección para calcular la rigidez y la resistencia de ciertos componentes y así determinar si es aceptable o no para el criterio usado en este manual.

Filosofía del análisis

El procedimiento de evaluación sísmica de este manual, al igual que el *NEHRP Recommended for Seismic Regulations for New Buildings* y el *Uniform Building Code*, está basado en una filosofía ampliamente aceptada que permita una respuesta no lineal de un edificio cuando esté sometido a un movimiento del suelo que es representativo del sismo de diseño. El *NEHRP Recommended for Seismic Regulations for New Buildings*, el *Uniform Building Code* y el FEMA 178 consideran que para obtener una respuesta sísmica no lineal en un procedimiento de análisis estático lineal se necesita incluir un factor de modificación de respuesta, R, y calcular una cortante basal equivalente reducido para producir un aproximación tosca de las fuerzas internas durante un sismo de diseño.

En otras palabras, la cortante basal es equivalente a lo que el edificio está esperando resistir de una manera fuerte, pero los desplazamientos del edificio usando esta cortante basal son significativamente menores que los desplazamientos que el edificio realmente experimentará durante un sismo de diseño. De este modo esta aproximación incrementa la cortante basal por otro factor (C_d , $0.7 R$, etc), cuando se chequea requerimientos de deriva y ductilidad. En resumen este procedimiento está basado en fuerzas laterales equivalentes y seudo - desplazamientos.

El procedimiento de análisis estático lineal en este manual toma una aproximación diferente para estimar la respuesta sísmica no lineal. Seudo fuerzas estáticas laterales son aplicadas a la estructura para obtener los desplazamientos “reales” durante un sismo de diseño. La seudo fuerza lateral de la ecuación: $V = C_d \cdot S_a \cdot W$ representa la fuerza requerida, en un análisis estático lineal, para imponer la deformación actual de la estructura en su estado de cedencia cuando esta sometida a movimientos sísmico de diseño.

Esto no representa una fuerza lateral real que el edificio debe resistir en unos códigos de diseños tradicionales como el FEMA 178. En resumen este procedimiento esta basado en desplazamientos equivalentes y seudo fuerzas laterales. En vez de aplicar un factor R de reducción de respuesta relacionado a la ductilidad, a las cargas aplicadas, este manual usa

factores “m” relacionados a la ductilidad en las verificaciones de aceptación de cada componente. De este modo en vez de usar un solo valor R para la estructura entera, son usados diferentes factores “m” dependiendo de la ductilidad del componente que esta siendo evaluado.

Los factores “m” especificados para cada nivel de análisis no deberán ser usados para otros niveles de análisis (por ejemplo, valores del nivel 3 de “m” no deberán ser usados cuando el análisis del nivel 1 y 2 esta siendo ejecutado).

C.1) Fuerza cortante sísmica

C.1.1 Seudo fuerza lateral: Esta fuerza se determina, en una dirección dada del edificio de acuerdo a la ecuación (7.1).

$$V=C.S_a.W \quad (7.1)$$

Donde:

V = Seudo fuerza lateral.

C = Factor modificador relacionado con los desplazamientos inelásticos máximos esperados. C se debe tomar de la tabla 7.24.

S_a = Espectro de respuesta de aceleración en el periodo fundamental del edificio en la dirección considerada. Este valor se calculará de acuerdo a la sección C.3.

W = Carga muerta total y carga viva como sigue:

- En almacenes se debe usar un mínimo de 25% de la carga viva del piso; o el peso de los tabiques actuales o un mínimo peso de 10 libras/pie² de área de piso, dependiendo cuál sea el mayor valor de todos ellos.
- La carga de nieve aplicada.
- El peso total de equipos permanentes y de muebles.

Tabla 7.24 Factor modificador, C

Tipo de edificio	Número de pisos			
	1	2	3	≥ 4
Madera (W1, W1A,W2) Pórticos (S1, S3, C1, PC2A)	1.3	1.1	1.0	1.0
Muros de corte (S4, S5, C2, C3, PC1A, PC2, RM2, URMA) Pórtico con arriostres (S2)	1.4	1.2	1.1	1.0
Albañilería no reforzada (URM) Diafragmas flexibles (S1A, S2A, S5A, C2A, C3A, PC1, RM1)	1.0	1.0	1.0	1.0

C.2) Fuerzas cortantes por piso.

La distribución será como sigue:

$$V_j = \left(\frac{n+j}{n+1} \right) \left(\frac{W_j}{W} \right) V \quad (7.2)$$

Donde :

V_j = Cortante de piso en el nivel j .

n = Número total de pisos sobre el nivel del suelo.

j = Número del piso bajo consideración.

W_j = Peso sísmico total de todos los pisos sobre el nivel j .

W = Peso sísmico total según sección anterior 1.1

V = Seudo fuerza lateral de la ecuación del a sección anterior 1.1

C.3) Aceleración espectral.

La aceleración espectral del mapa S_a se calculará de acuerdo con la ecuación:

$$S_a = S_{D1} / T \quad (7.3)$$

S_a no deberá exceder S_{DS} ;

donde:

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 \quad (7.4)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s \quad (7.5)$$

Como se trabajó con un sismo máximo esperado con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (475 años de periodo de retorno) y no con uno de 2% probabilidad de excedencia en 50 años (2500 años de periodo de retorno), las fórmulas anteriores se resumen en:

$$S_{D1} = F_v S_1 \quad (7.6)$$

$$S_{DS} = F_a S_s \quad (7.7)$$

T = Período fundamental de vibración del edificio calculado de acuerdo con la sección C.4

S_s y S_1 son el espectro de respuesta de aceleración en el periodo corto y el espectro de respuesta de aceleración en el periodo de 1 segundo, respectivamente obtenidos del espectro de respuesta de aceleración para el máximo sismo considerado. Estos valores se obtendrán aplicando la norma peruana E-030 con algunas consideraciones para trabajar así con valores locales y más reales. F_v y F_a son los coeficientes de sitio y deben ser tomados de la tabla 7.25 y 7.26 respectivamente tal como se indica más adelante, esto basándose en los parámetros del sitio y de la respuesta de aceleración.

La clase de sitio del edificio será definido como uno de las siguientes.

- **Clase A:** Roca dura con velocidad de onda de corte $V_s > 1524$ m/seg.
- **Clase B:** Roca con 762 m/seg $\leq V_s \leq 1524$ m/seg.
- **Clase C:** Suelo muy denso y roca blanda con 366 m/seg $\leq V_s \leq 762$ m/seg o con un número de golpes promedio $N > 50$ ó esfuerzo de corte no drenado $S_u > 0.977$ Kg/cm².
- **Clase D:** Suelo rígido con 183 m/seg $\leq V_s \leq 366$ m/seg. ó con $15 < N < 50$ ó 0.49 Kg/cm² $\leq S_u \leq 0.977$ Kg/cm².
- **Clase E:** Cualquier perfil con más de 3 metros de arcilla blanda definida como un suelo con un índice de plasticidad $IP > 20$, o contenido de agua > 40 %, y $S_u < 0.244$ Kg/cm² ó un perfil de suelo con $V_s < 183$ m/seg.
- **Clase F:** Suelos que requieren de una investigación específica del sitio y análisis dinámicos de respuesta del suelo:
 - Suelos vulnerables a potenciales fallas o colapso frente a cargas sísmicas, como son suelos licuables, arcillas altamente sensibles, suelos colapsables por frágil material cementante entre sus partículas, etc.
 - Pantanos y/o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ m. de Pantanos y/o arcillas altamente orgánicas; donde H es el espesor del suelo).
 - Arcillas de alta plasticidad ($H > 7.60$ m con $PI > 75$ %).
 - arcillas blandas a medio-duras ($H > 37$ m).

Pero para un perfil clasificado como F, puede trabajarse como E en este primer nivel de evaluación de darse el caso de no tener suficientes datos para poder clasificar dicho suelo.

Para estructuras ubicadas en suelos licuables y con periodos fundamentales de vibración $T \leq 0.5$ seg. no requerirán de una investigación geotécnica del sitio ni del análisis de respuesta dinámica del sitio. Es por ello que no fue necesario realizar un análisis de respuesta dinámica al suelo debajo de la Clínica San Miguel. Además, en nuestro caso no hay peligro de resonancia ni de cuasi-resonancia debido a los valores obtenidos de período del suelo de $T_s = 0.51$ seg (por vibración ambiental) y de periodos fundamentales del edificio $T_x = 0.216$ seg y $T_y = 0.232$ seg (por análisis modal)

Tabla 7.25 Valores de F_v como una función del tipo de suelo y la aceleración espectral en el periodo de un segundo, S_1 .

Clase de sitio	Aceleración espectral en el periodo de un segundo ¹ .				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.4	2.8	2.4	2.2
F	*	*	*	*	*

¹Nota: Usar interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .

* Ver lo referente a Clase de suelo F.

Tabla 7.26 Valores de F_a como una función del tipo de suelo y la aceleración espectral en el período de un segundo, S_1 .

Clase de sitio	Aceleración espectral en el periodo corto ¹ .				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	*	*	*	*	*

¹Nota: Usar interpolación lineal para valores intermedios de S_S .

* Ver lo referente a Clase de suelo F.

C.4) Período.

El período fundamental de un edificio en una dirección considerada debe calcularse según la ecuación siguiente:

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (7.8)$$

Donde:

T= Período fundamental del edificio en segundos.

$C_t = 0.060$ para edificios de madera.

= 0.035 para pórticos de acero.

= 0.030 para pórticos de concreto.

= 0.030 Para pórticos de acero con arriostres.

= 0.020 Para otros sistemas de elementos.

h_n = altura del edificio en pies sobre la base al nivel del techo.

Alternativamente para edificios de pórticos de concreto o acero menores a 12 pisos puede usarse la siguiente ecuación:

$$T = 0.10 N \quad (7.9)$$

N = Número de pisos sobre la base.

C.5) Verificación o chequeo rápido para resistencia y rigidez.

Chequeos rápidos se usarán para calcular la rigidez y la resistencia de los componentes del edificio. Este chequeo se realiza con los puntos de evaluación de las listas de verificación de la sección 3.7 del Manual y son requeridos para determinar el cumplimiento de ciertos componentes del edificio. Las fuerzas sísmicas de corte usadas en el chequeo rápido serán calculadas de acuerdo con la sección C.1.

Se debe tener en cuenta los siguientes puntos:

- Desplazamientos relativos de entrepisos.
- Esfuerzo de corte en columnas de concreto debido a fuerzas de sismo.
- Esfuerzo de corte en los muros debido a fuerzas de sismo.
- Esfuerzo axial debido a volteo.

Para el nivel 1, los valores de m son los siguientes:

Tabla 7.27 Valores de modificadores de componentes m

Tipo de acción	Elemento	Factor m (Nivel)
Esfuerzo cortante	Albañilería no reforzada	1.5 (LS)
Esfuerzo cortante	Muro concreto reforzado	2.0(IO)
Esfuerzo cortante	Columna	1.3 (IO)
Esfuerzo axial	Columna sujeta a fuerzas de volteo	1.3

7.3.1.3. Nivel 2 (Fase de Evaluación)

Una evaluación de nivel 1 será completada para todos los edificios antes de comenzar con el nivel 2. Un análisis y evaluación completos de la suficiencia del sistema resistente a carga lateral en este nivel se realiza para aquellos edificios que están designados con un T2 de la Tabla 3.3 del manual FEMA 310.

Este nivel 2 incluirá un análisis usando uno de los siguientes métodos: Procedimiento estático lineal, procedimiento dinámico lineal, o procedimiento especial.

El Procedimiento dinámico lineal se usará para:

- Edificios mayores a 30 metros,
- Edificios con masas, rigideces, o irregularidades geométricas.

A) Procedimiento Estático Lineal (LSP)

El Procedimiento estático lineal será cumplido como sigue:

- Un modelo matemático del edificio según la sección B.3;
- Una pseudo fuerza lateral se calculará de acuerdo a la sección A.1;
- Las fuerzas laterales serán distribuidas verticalmente de acuerdo a la sección A.2;
- Se calculará el edificio y fuerzas en sus elementos y desplazamientos usando métodos de análisis lineales o elásticos;

- Las acciones sobre los componentes deben ser comparados con los criterios de este nivel.

A.1) Seudo fuerza lateral

La seudo fuerza lateral aplicada en el procedimiento estático lineal será calculada de acuerdo a la sección C.1.1 del nivel 1.

El periodo fundamental de vibración del edificio se calculará de diversas formas como indica el manual, se eligió el basado sobre un análisis (dinámico) eigenvalue del modelo matemático del edificio realizado en SAP2000.

A.2) Distribución Vertical de las Fuerzas Sísmicas

La seudo fuerza lateral calculada de acuerdo a la sección anterior A.1 será distribuida verticalmente de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (7.10)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \quad (7.11)$$

Donde:

$k = 1.0$ para $T \leq 0.5$ segundos.

$k = 2.0$ para $T > 2.5$ segundos.

Para valores intermedios de T puede usarse interpolación lineal.

C_{vx} = Factor de distribución vertical.

V = Seudo fuerza lateral.

w_i = Porción del peso total del edificio localizado o asignado en el nivel i .

w_x = Porción del peso total del edificio localizado o asignado en el nivel x .

h_i = Altura de la base al nivel i .

h_x = Altura de la base al nivel x .

A.3) Determinación de deformaciones

Deformaciones estructurales y derivas de piso se calcularán usando las fuerzas laterales de los cálculos en A.1 y A2 de ésta sección.

B) Procedimiento Dinámico Lineal (LDP)

El Procedimiento Dinámico lineal será llevado a cabo como sigue:

- Desarrollo de un modelo matemático del edificio según la sección B.3;
- Desarrollo de un espectro de respuesta para el sitio de acuerdo a la sección B.1;
- Realización del análisis de espectro de respuesta del edificio;

- Modificación de las acciones y deformaciones de acuerdo a la sección B.2;
- Cálculo de las acciones de los componentes de acuerdo a la sección C.3;
- Comparación de las acciones en los componentes con los criterios de aceptación de la sección C.5.

La respuesta modal será combinada usando el método SRSS (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) o CQC (combinación cuadrática completa) para estimar las cantidades de respuesta. La CQC será usada cuando los periodos modales asociados con el movimiento en una dirección dada están dentro de 25%. El número de modos considerados en el análisis de respuesta será suficiente para capturar por lo menos el 90% de la masa participante del edificio en cada uno de los ejes horizontales principales.

Los efectos de la excitación multidireccional serán considerados de acuerdo con la sección. Alternativamente, el método SRSS puede ser usado para combinar los efectos multidireccionales. El método CQC no será usado para la combinación de los efectos multidireccionales.

B.1) Caracterización del movimiento del terreno

Los movimientos sísmicos del suelo serán caracterizados para uso del LDP de desarrollar:

- Un espectro de respuesta del mapa de acuerdo con la sección C.3 del nivel 1.
- Un espectro de respuesta específico de sitio de acuerdo con la sección C.3 del nivel 1

B.2) Modificación de demandas

Con la excepción de las acciones del diafragma y deformaciones, todas las acciones y deformaciones calculadas usando el Procedimiento Dinámico Lineal será multiplicado por el factor modificador C de la tabla 7.24.

B.3) Modelo matemático para LSP y LDP

Los edificios con diafragmas rígidos serán modelados en 2 dimensiones si los efectos torsionales son suficientemente pequeños; pero alternativamente se podrá desarrollar un modelo en tres dimensiones.

En el nivel 2 deben considerarse los efectos de torsión horizontal. El momento torsional total en un piso dado será la suma de los siguientes 2 momentos torsionales:

- Torsión actual resultante de la excentricidad entre los centros de masa y los centros de rigidez de todos los pisos sobre y encima del piso dado.
- Torsión accidental producida por el desbalance horizontal en los centros de masa.

B.4) Componentes Primarios y Secundarios

Un componente primario es una parte del sistema resistente a fuerzas laterales capaz de resistir las fuerzas sísmicas; mientras que un componente secundario es un elemento que es capaz de resistir las cargas de gravedad, pero que no es capaz que resistir las fuerzas

sísmicas que el mismo atrae, sin embargo no está necesitado a conseguir el nivel de comportamiento designado.

Sólo la rigidez de los componentes primarios necesita ser incluidos en el modelo matemático del edificio. Si los componentes secundarios son modelados, el total de rigidez de éstos no será mayor que el 25% de los componentes primarios. Los elementos de albañilería se consideran primarios porque son capaces de asumir las fuerzas sísmicas que el sismo impone.

B.5) Efectos de excitación multidireccional

Los edificios serán analizados para fuerzas sísmicas en cualquier dirección horizontal. Desplazamientos sísmicos y fuerzas serán asumidos que actúan no concurrentemente en la dirección de cada eje principal del edificio, a menos que el edificio sea torsionalmente irregular o uno o más elementos forman parte de dos o más elementos de intersección, en cada caso los efectos de excitación multidireccional deben ser incluidos.

La excitación multidireccional será evaluada para aplicar el 100% de la fuerza sísmica en una dirección horizontal más 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección horizontal perpendicular.

C) Criterio de aceptación para LSP y LDP

C.1) Requerimientos Generales

Las acciones de los componentes serán calculados de acuerdo a la sección C.3; las cargas de gravedad así como las fuerzas sísmicas deben ser consideradas. Las fuerzas en los componentes serán calculados de acuerdo a la sección C.4. Las acciones en los componentes y los esfuerzos serán comparados con el criterio de aceptación de la sección.

C.2) Cargas de gravedad en los elementos

Las fuerzas de gravedad en los elementos deben ser calculadas de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$Q_G = 1.1 (Q_D + Q_L + Q_S) \quad (7.12)$$

$$Q_G = 0.9 Q_D \quad (7.13)$$

Donde:

Q_D = Carga muerta,

Q_L = Carga viva efectiva, igual al 25% de la carga viva de diseño no reducida pero no menor que la carga viva medida.

Q_S = Carga de nieve efectiva.

C.3) Acciones en los elementos o componentes

Las acciones serán clasificadas como cualquiera de las dos: deformaciones controladas o fuerzas controladas. Una acción por deformación controlada será definida como una acción

que tiene una deformación asociada, la que es permitida exceder el valor de fluencia; la deformación máxima asociada es limitada por la capacidad de ductilidad del componente. Una acción por fuerza controlada será definida como una acción que tiene una deformación asociada la cual no está permitida exceder el valor de fluencia; las acciones con ductilidad limitada serán consideradas como fuerza controlada.

Comentario:

La deformación global de una estructura es principalmente debido a las deformaciones elásticas e inelásticas asociadas con las acciones de deformación-controlada. Las máximas fuerzas en los componentes por fuerza-controlada son gobernadas por la capacidad de los componentes por deformación-controlada.

Considerar acciones en vigas y columnas de un pórtico de concreto armado: los momentos flectores son típicamente una acción por deformación controlada. Las fuerzas cortantes en vigas y fuerzas axiales en columnas son acciones por fuerzas controladas. La fluencia de las acciones por deformación controlada (momentos en vigas por ejemplo), controla las fuerzas que pueden ser repartidas a las acciones por fuerza-controlada (cortante en vigas y fuerza axial en columnas).

Se enumeran las típicas acciones por deformación controlada y fuerza controlada:

	Deformación controlada	Fuerza controlada
<u>Pórticos</u>		
Vigas	M	M
Columnas	M	P, V
Uniones(nudos)	---	P
<u>Muros de corte</u>	M, V	P

C.4) Acciones por deformación controlada

Las acciones de diseño por deformación controlada, Q_{UD} , serán calculadas de acuerdo a la ecuación:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (7.14)$$

Donde:

Q_{UD} = Acción debida a las cargas de gravedad y a las fuerzas sísmicas.

Q_G = Acción debida a las cargas de gravedad como se definió en la sección C.2;

Q_E = Acción debida a las fuerzas sísmicas calculadas usando la fuerzas y modelos de análisis descritos en la sección A ó B.

C.5) Acciones por fuerza controlada

Existen 4 métodos para desarrollar esto, aquí sólo se describirá el método 1 utilizado por ser el mejor.

Método 1

Las acciones por fuerzas controladas, Q_{UF} serán calculadas como la suma de las fuerzas debido a la gravedad y la máxima fuerza que puede ser repartida por acciones de deformaciones controladas.

Comentario

Acciones por fuerzas controladas son aquellas acciones que proveen pequeñas deformaciones al edificio entero a través de un comportamiento inelástico. Debido a la ductilidad limitada asociada con las acciones por fuerza controlada, una acción inelástica en esos elementos puede causar un repentino colapso parcial o total de la estructura.

Hay tres métodos para determinar las acciones por fuerzas controladas. El primer método es la suma de fuerzas debido a la gravedad y la fuerza máxima que puede ser entregada por las acciones de deformaciones controladas. Q_{UF} para cortante en una viga podría ser igual a la cortante por gravedad más la fuerza cortante asociada con el desarrollo de capacidad de momento flector en los extremos de la viga. Q_{UF} para la fuerza axial en una columna de un pórtico podría ser igual a la suma de las máximas fuerzas cortantes que pueden ser desarrollados en las vigas soportadas por las columnas. Si se puede demostrar que la acción por deformación-controlada puede ser desarrollada antes de la falla asociada a la acción por fuerza controlada, entonces la falla ocurrirá debido al hecho que la fluencia de los componentes de deformación controlada limitará la demanda sobre el componente de fuerza controlada. Este método es recomendado como el método a usar en la evaluación de componentes de fuerza controlada.

Los métodos segundos y terceros proporcionan estimaciones conservativas de acciones por fuerza-controlada debido al sismo de diseño.

C.6) Resistencia o capacidad de los componentes

La resistencia de los componentes para todas las acciones será tomada como la resistencia esperada, Q_{CE} . A menos que de manera diferente sea calculada, la resistencia esperada será asumida igual a la resistencia nominal multiplicada por 1.25. Alternativamente, si son usados esfuerzos permitidos, las resistencias nominales serán tomados como los valores permitidos multiplicados por los siguientes valores:

Acero	1.7
Albañilería	2.5
Madera	2.0

D) Criterios de aceptación para LSP y LDP

D.1) Acciones por deformación-controlada

La aceptabilidad de los componentes primarios y secundarios por deformación-controlada será determinada de acuerdo con la ecuación 7.15:

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m} \quad (7.15)$$

Donde:

Q_{UD} = Acción debida a la carga de la gravedad y del sismo según la sección C.4.

m = Modificador de demanda del componente para considerar la ductilidad esperada del componente; el apropiado factor m será elegido de las tablas 4-3 a 4-6 del manual basado sobre el nivel de *performance* y las características de los componentes; estará permitida la interpolación en las tablas 4-3 a 4-6.

Q_{CE} = Resistencia esperada del componente en el nivel de deformación bajo consideración. Q_{CE} será calculado de acuerdo con la sección C.6 considerando todas las acciones co-existentes debido a la gravedad y carga de sismo.

D.2) Acciones por fuerza controlada

La aceptabilidad de los componentes primarios y secundarios por fuerza controlada será determinada de acuerdo a la ecuación 7.16:

$$Q_{CE} \geq Q_{UF} \quad (7.16)$$

Donde:

Q_{UF} = Acción debida a cargas de gravedad y sismo; Q_{UF} será calculada de acuerdo con la sección C.5

Q_{CE} = Resistencia esperada del componente en el nivel de deformación bajo consideración; Q_{CE} será calculado de acuerdo con la sección C.6 considerando todas las acciones co-existentes debido a cargas de gravedad y cargas de sismo.

7.3.2 APLICACIÓN METODO ATC 22 – FEMA 310

La aplicación del estudio de vulnerabilidad usando esta metodología se realizó al edificio de Consultorios A por haberse encontrado, entre los 5 edificios que conforman Clínica San Miguel, en peor situación de riesgo tras la evaluación con el método de Inspección Visual Rápida - IVR (ATC 21 - FEMA 154), donde daba como resultado un $S = -0.8$ y recomendaba realizar una evaluación más detallada. Algunos pasos efectuados para comenzar con la evaluación son los siguientes:

1. Investigación si existe un reporte geotécnico sobre las condiciones del suelo y establecimiento de los parámetros del lugar y del suelo.

Como se presentó en el Capítulo 1 existe sólo un estudio de suelos realizado en la zona de la Clínica realizado por el Laboratorio de Suelos de la UDEP donde se sondea el suelo hasta una profundidad de 6 metros aproximadamente. Este método, por el hecho de haber sido diseñado en Estados Unidos, usa unos mapas de amenaza sísmica basados en análisis científicos de amenaza sísmica. Se realizó una consulta, sobre cómo adecuar el uso de

éstos mapas a una realidad como Piura con escasa información en la zona, a un ingeniero del ASCE¹, el Dr. Ing. Jack Moehle², por tener éste un conocimiento más directo del FEMA 310.

Moehle manifestó su preocupación por dicha carencia: “Hacer esto (refiriéndose a análisis científicos de amenaza sísmica) es un tanto complicado si tienes información relativamente limitada de Perú”. Y proponía: “Una alternativa podría ser identificar las fallas principales que afectan el sitio, sus magnitudes potenciales y proporciones de las rupturas, e identificar una situación similar en los Estados Unidos, y después usar el mapa de amenaza. Otra alternativa sería identificar las fallas principales que afectan el lugar, estimar las relaciones entre la magnitud y el periodo de retorno o la probabilidad de excedencia, después usar las relaciones de atenuación para estimar las aceleraciones espectrales o del terreno”.

Finalmente, en caso de no estar familiarizado con este proceso, me recomendaba la necesidad de trabajar con un sismólogo o un científico de suelos local aquí en Perú, por ello se recurrió a una información de estudios realizados en la zona del Dr. Huaco del IGP como se señala en la sección 3.2 del capítulo 3.

2. Recopilación y ensamble de los datos de diseño del edificio que incluye planos, especificaciones y cálculos.

Se puede observar en el apéndice lo relativo a Planos, los planos de arquitectura obtenidos después de un completo levantamiento en campo de todos los edificios Consultorios A, B y Clínica. Además en el apéndice Anexos D. se observan fotocopias de algunos planos de Clínica San Miguel (Consultorios A) obtenidos de su archivo, utilizados para los distintos procesos de la evaluación.

3. No existen evaluaciones hechas al edificio durante terremotos pasados, debido a no haber ocurrido durante la vida de servicio del edificio, salvo algunos sismos de $M_b \leq 4$.

4. Se seleccionaron los puntos de evaluación apropiados al edificio. Se obtuvieron del manual correspondientes al tipo de edificio C1 y C3.

A. Visita al edificio y recolección de información:

Aquí usamos un formato dado por ATC-22 con adición de otros datos tomados del FEMA 310 denominada como Hoja Resumen de Datos:

¹ *American Society of Civil Engineering*

² Dr. Ing. Jack Moehle, Director del *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*.

HOJA RESUMEN DE DATOS

DATOS DE LA EDIFICACIÓN:

Año de la construcción: 1995 **Año de remodelación:** No ha sido remodelado

Fecha de evaluación: 04/ 05/ 2003

Area: 470 m² **Longitud:** 28.00 m **Ancho:** 16.8 m

Número del rollo de fotos: 1 y 2

DATOS DE CONSTRUCCIÓN:

Estructura de techo: Losa aligerada

Estructura de pisos intermedios: Losa aligerada

Piso del terreno: Arena pobremente graduada SP

Muros exteriores: 2 Placas exteriores y tabiques de albañilería **Aberturas:** Posee una abertura en la parte central de 8.5 m².

Columnas: 37 columnas **Cimentaciones:** Zapatas aisladas, zapatas amarradas con cimiento corrido, vigas de cimentación, ascensor tiene pequeña losa de cimentación.

Elementos no estructurales que podrían interactuar con los elementos estructurales y afectar el comportamiento sísmico del edificio: Tabiques interiores (Problema interacción tabique – pórtico).

Condición General de la estructura: Condición de servicio buena.

Evidencias de asentamientos: Algunas fisuras en algunos muros de albañilería (tabiques).

SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES

	Transversales X-X'	Longitudinales Y-Y'
Tipo modelo edificación:	C1 y C3	C1 y C3
Período del edificio: (Medido con análisis numérico modal, más información ver Cap. 7.1.5)	T = 0.212 seg.	T = 0.229 seg.

Pseudo fuerza lateral V=C.S _a .W:	1491.21 ton.	1491.21 ton.
Coef. Mod. Resp.,R: (en FEMA 310 no se usa)	7	7

DATOS DE EVALUACIÓN

S _s =	1.15	F _a =	0.90
S ₁ =	0.69	F _v =	2.20

Tipo de suelo del sitio: Arena SP (Pobremente graduada) – Clase F

Coeficiente del suelo del sitio, S= 1.2 Sismicidad de la región: Zona 3 (NPE-030)

Categoría del Edificio: Edificio tipo C1 y C3.

Nivel de Performance: Nivel de Ocupación Inmediata (IO)

Comentarios: Según datos recogidos en campo, durante el proceso constructivo se levantaron primero los pórticos de concreto armado (columnas, vigas y placas) y luego los muros de albañilería no reforzada (tabiques), esta información la proporcionó el propio Ing. Lao Castillo, luego fueron levantados estos tabiques sin aislarlos de las columnas ni vigas o losa aligerada del techo. Esto se verificó en campo por lo que se deduce que el diseño estructural fue a base de pórticos de concreto armado con muros de albañilería de relleno.

2. Nivel de Performance o Desempeño.

La Clínica San Miguel es una instalación esencial como indica este manual para caso de hospitales y otras instalaciones médicas que poseen instalaciones para tratar emergencias y cirugías y por tanto debe ser evaluada a un nivel de Ocupación Inmediata (IO).

3. Sismicidad de la región.

Se definió la región en la zona sísmica 3. Comparaciones hechas con las zonas sísmicas de EE.UU., nuestra zona equivaldría a una zona de sismicidad alta.

4. Tipo del edificio.

El edificio que está siendo evaluado se clasificó como:

- Edificio tipo 8 (C1): Pórticos de concreto resistente a momento.
- Edificio tipo 10 (C3): Pórticos de concreto con muros de albañilería de corte de relleno.

7.3.2.1 Nivel 1 (*Screening Phase*)

La Clínica San Miguel por haberse construido y diseñado con normas peruanas no satisface este punto, por ello como dice FEMA 310 en caso de no satisfacer se seleccionarán y completarán los apropiadas listas de verificación de acuerdo a como lo recomienda el manual.

Aplicación de la lista de verificación

Lista de Verificación Estructural Básica para edificios tipo C1: Pórticos de Concreto

Cada una de los puntos de evaluación sobre esta Lista de Verificación será marcado como cumple (C), no cumple (NC), o no aplicable (NA) para el nivel 1 de Evaluación. Los puntos que cumplen identifican aquellos números que son aceptables de acuerdo con el criterio de éste Manual, mientras que los puntos que no cumplen identifican aquellos números que requieren una futura investigación. Ciertos puntos pueden no ser aplicables al edificio que se está evaluando. Para aquellos puntos de evaluación que no cumplen, el profesional de diseño puede elegir conducir esta futura investigación usando el procedimiento del Nivel 2. Los números de la sección en paréntesis seguidos a cada punto de evaluación corresponden a los procedimientos de evaluación del Nivel 2 del Manual FEMA 310.

Sistema de edificio

C	NC	N/A	CAMINO DE LA CARGA. La estructura tendrá un camino de la carga completa para niveles de Seguridad de la Vida (LS) y de Ocupación Inmediata (IO) para los efectos de la fuerza sísmica en cualquier dirección horizontal que sirve para transferir las fuerzas inerciales de la masa a la cimentación. (Nivel 2: Sec. 4.3.1.1)
C	NC	N/A	EDIFICIOS ADYACENTES. Un edificio adyacente no se localizará cercano a la estructura que está siendo evaluada a más del 4% de su altura para niveles de LS e IO. (Nivel 2: Sec. 4.3.1.2)
C	NC	N/A	MEZZANINES. Niveles de mezanines interiores serán colocados independientemente de la estructura principal o serán anclados a los elementos resistentes a fuerza lateral de la estructura principal. (Nivel 2: Sec. 4.3.1.3)
C	NC	N/A	PISO DÉBIL. La resistencia del sistema resistente a fuerzas laterales en cualquier piso no será menor que el 80% de la resistencia en un piso adyacente por encima o debajo del piso estudiado para niveles de LS e IO. (Nivel 2: Sec. 4.3.2.1)
C	NC	N/A	PISO BLANDO. La rigidez del sistema resistente a fuerza lateral en cualquier piso no será menor que el 70% de la rigidez en un piso adyacente por encima o debajo de este, o no menor que el 80% del

			promedio de rigidez de 3 pisos por encima o debajo del mismo para niveles de LS e IO. (Nivel 2: Sec. 4.3.2.2)
C	NC	N/A	GEOMETRÍA. No habrá cambios en la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas laterales de más de 30% en un piso relativo a los pisos adyacentes para niveles de LS e IO excluyéndose penthouse de un piso. (Nivel 2: Sec. 4.3.2.3)
C	NC	N/A	DISCONTINUIDADES VERTICALES. Todos los elementos verticales en el sistema de fuerzas resistentes a fuerzas laterales serán continuos hasta la cimentación. (Nivel 2: Sec. 4.3.2.4)
C	NC	N/A	MASA. No habrá cambios en la masa efectiva que el 50% de un piso al siguiente para niveles de LS e IO. (Nivel 2: Sec. 4.3.2.5)
C	NC	N/A	TORSIÓN. La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez será menor que el 20 % del ancho del edificio en cada dimensión del plano para niveles de LS e IO. (Nivel 2: Sec. 4.3.2.6)
C	NC	N/A	DETERIORO DEL CONCRETO. No habrá deterioro visible de concreto o acero de refuerzo en cualquiera de los elementos resistentes a fuerzas laterales o verticales. (Nivel 2: Sec. 4.3.2.7)
Sistema resistente a fuerzas laterales			
C	NC	N/A	REDUNDANCIA. El número de ejes de pórticos en cada dirección principal será mayor o igual a 2 para niveles LS e IO. El número de tramos en los pórticos en cada eje será mayor o igual a 2 para niveles LS y 3 para IO. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.1.1)
C	NC	N/A	MUROS INTERFIRIENDO. Todos los muros de relleno ubicados en los pórticos serán aislados de los elementos estructurales. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.2.1)
C	NC	N/A	VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES. El esfuerzo cortante en las columnas de concreto será menor a 7 Kg/cm^2 ó $0.53\sqrt{f'c}$ ($f'c$ en Kg/cm^2) para niveles de LS e IO. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.4.1)
C	NC	N/A	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO AXIAL. El esfuerzo axial debido a las cargas de gravedad en columnas sometidas a fuerzas de volteo serán menores que $0.10f'c$ ($f'c$ en Kg/cm^2) para niveles de LS e IO. Alternativamente, el esfuerzo axial debido a sólo fuerzas de volteo calculadas usando el procedimiento de verificación rápida de la sección 3.5.3.6 del manual serán menores que $0.30f'c$ ($f'c$ en Kg/cm^2) para niveles de LS e IO. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.4.2)
Conexiones			
C	NC	N/A	COLUMNAS DE CONCRETO. Todas las columnas de concreto

deberán estar embebidas en la cimentación para niveles de LS y los elementos embebidos serán capaces de desarrollar la capacidad de tensión de la columna para el nivel IO. (Nivel 2: Sec. 4.6.3.2)

Lista de verificación estructural complementaria para el tipo de edificio C1: Pórticos de concreto

Sistema resistente a fuerzas laterales

C	NC	N/A	ELEMENTOS DE LOSA. El sistema resistente a fuerzas laterales no será un elemento consistente de columnas y una losa sin vigas. (Nivel 2 : Sec. 4.4.1.4.3)
C	NC	N/A	ELEMENTOS PRE-ESFORZADOS. Los pórticos resistentes a fuerzas laterales no incluirán ningún elemento pre-esforzado sea a pretensado o postensado.
C	NC	N/A	COLUMNAS CORTAS. No habrá columnas en un nivel con razones altura / profundidad menores que el 50% de la razón nominal altura / profundidad de las columnas típicas para el Nivel LS y 75% para IO. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.4.5)
C	NC	N/A	NO FALLAS DE CORTE. La capacidad de corte de los elementos será capaz de desarrollar la capacidad de momento en la parte superior e inferior de las columnas. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.4.6)
C	NC	N/A	COLUMNA FUERTE/ VIGA DÉBIL. La suma de la capacidad de momento de las columnas serán 20% mayor que la de las vigas en las uniones. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.4.7)
C	NC	N/A	BARRAS DE VIGAS. Al menos 2 barras longitudinales, tanto en la parte superior como inferior del elemento, se extenderán a lo largo de su longitud. Al menos 25% de las barras longitudinales proporcionadas en los nudos para cualquiera de los momentos positivo o negativo serán continuos a través de la longitud de los elementos para LS e IO. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.4.8)
C	NC	N/A	EMPALMES EN LAS BARRAS DE COLUMNAS. Todas las longitudes de empalme serán mayores que $35 d_b$ para LS y $50 d_b$ para IO y estarán rodeados por estribos espaciados al menos $8 d_b$ para LS e IO. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.4.9)
C	NC	N/A	EMPALMES DE BARRAS EN LAS VIGAS. Los empalmes para refuerzo longitudinal de vigas no estarán localizadas dentro de $l_b / 4$ de los nudos y no estará localizado dentro de la vecindad de las ubicaciones de potenciales rótulas plásticas. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.4.10)
C	NC	N/A	ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS. Las columnas tendrán estribos espaciados al menos $d/4$ para LS e IO a través de su longitud y al menos $8 d_b$ para LS e IO en todos los

lugares donde habrá potenciales rótulas plásticas.

- C** NC N/A ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN VIGAS. Todas las vigas tendrán estribos espaciados $d/2$ o menos para niveles de LS e IO a lo largo de todas u longitud. En las zonas de potenciales rótulas plásticas los estribos estarán espaciados $8 d_b$ o $d/4$ como mínimo para niveles de LS e IO. (Nivel 2: Sec 4.4.1.4.12)
- C** NC N/A REFUERZO EN LOS NUDOS. En las uniones viga- columna se tendrán estribos de columna espaciados $8 d_b$ o menos para niveles de LS e IO. (Nivel 2: Sec 4.4.1.4.13)
- C** NC N/A EXCENRICIDAD DE NUDOS. No habrá excentricidades mayores que el 20% de la menor dimensión de la columna en planta, entre la viga y ejes centrales de las columnas. Este punto de evaluación se aplicará solamente para el nivel IO. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.4.14)
- C** NC N/A GANCHOS EN ESTRIBOS DE VIGAS Y COLUMNAS. Los estribos serán anclados al corazón del elemento con unos ganchos de 135° o más. Este punto de evaluación se aplicará sólo para el nivel IO. (Nivel 2: 4.4.1.4.15)
- C** NC N/A COMPATIBILIDAD DE DEFLEXIÓN. Los componentes secundarios tendrán la capacidad cortante para desarrollar la resistencia a flexión de los elementos para un nivel de LS y tendrán ductilidad para un nivel de IO. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.6.2)
- C** NC **N/A** LOSAS PLANAS. Las losas planas clasificadas como componente secundarios tendrán acero continuo en la parte inferior a través de los nudos de las columnas para un nivel L.S. Losas planas no se permitirán para nivel IO. (Nivel 2: Sec. 4.4.1.6.3)

Diafragmas

- C** NC N/A CONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA. Los diafragmas no estarán compuestos de pisos con un nivel de grietas o rajaduras. (Nivel 2: Sec. 4.5.1.1)
- C** NC N/A IRREGULARIDADES EN PLANTA. Habrá capacidad a tensión para desarrollar la resistencia del diafragma en las esquinas entrantes u otras ubicaciones de plantas irregulares. Este punto es aplicado sólo para un nivel de I.O. (Nivel 2: Sec. 4.5.1.7)
- C** NC **N/A** REFUERZO DE DIAFRAGMAS EN LAS ABERTURAS. Habrá refuerzo alrededor de todas las aberturas del diafragma mayores que el 50% del ancho del edificio en cada dirección principal del plano. Este punto se aplicará para un nivel de IO. (Nivel 2: Sec. 4.5.1.8)

Este edificio por tener muros de albañilería que no están aislados a los pórticos, se produce lo que se denomina interacción tabique pórtico, por ello se utilizaron también algunos puntos de evaluación de anexo correspondientes a Pórticos de concreto con muros de albañilería cortantes de relleno y diafragmas rígidos (Tipo C3 de la Clasificación hecha en el Manual).

Lista de Verificación Estructural Básica C3

Sistema del edificio

- | | | | |
|----------|-----------|-----|--|
| C | NC | N/A | UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. No habrá deterioro visible de las unidades de albañilería. (Nivel 2: Sec. 4.3.3.7) |
| C | NC | N/A | JUNTAS EN LA ALBAÑILERÍA. El mortero no podrá ser rasgado de las juntas con una herramienta metálica y no existirán áreas de mortero erosionadas. (Nivel 2: Sec. 4.3.3.8) |
| C | NC | N/A | GRIETAS EN LOS MUROS DE RELLENO. No existirán grietas diagonales en los muros de relleno que se extiendan a lo largo de un panel, mayores a 3.18 mm para niveles de L.S. y 1.58 mm para I.O. |
| C | NC | N/A | GRIETAS EN COLUMNAS LIMITES DE MUROS. No existirán grietas diagonales mas anchas que 3 mm para L.S. y 1.5 mm. para I.O. en columnas de concreto que encajen albañilería de relleno. |

Sistema resistente a fuerza lateral

- | | | | |
|----------|-----------|-----|--|
| C | NC | N/A | REDUNDANCIA. El número de ejes de muros de corte en cada dirección será mayor o iguala 2 para niveles de LS e IO (Nivel 2: Sec.4.4.2.1.1) |
| C | NC | N/A | VERIFICACIÓN DE ESFUERZO DE CORTE. El esfuerzo de corte en los muros de albañilería no reforzada calculados en la sección 3.5.3.3 del manual, será menor a 1.05 Kg/cm^2 para unidades de arcilla para niveles de L.S. e IO. (Nivel 2: Sec.4.4.2.5.1) |
| C | NC | N/A | CONEXIONES DE LOS MUROS. Todos los muros de relleno tendrán una conexión segura al pórtico para resistir las fuerzas perpendiculares para un nivel L.S. y la conexión será capaz de desarrollar una resistencia perpendicular al muro para un nivel de I.O. (Nivel 2: Sec.4.4.2.6.1) |

Conexiones

- | | | | |
|----------|-----------|-----|--|
| C | NC | N/A | TRANSFERENCIA A MUROS DE CORTE. Los diafragmas serán reforzados y conectados para transferir las cargas a los muros de corte para un nivel de L.S. y las conexiones serán capaces de desarrollar una resistencia al corte de los muros para I.O. (Nivel 2: Sec.4.6.2. 1) |
|----------|-----------|-----|--|

Verificación Estructural Complementaria

Sistema resistente a fuerza lateral

- | | | | |
|---|----|-----|--|
| C | NC | N/A | REFUERZO EN LAS ABERTURAS. Todas las aberturas en los muros que interrumpen barras de refuerzo tendrán refuerzo en todas las caras. Esto es aplicado para el nivel de I.O. (Nivel 2: Sec. 4.4.2.4.3) |
| C | NC | N/A | PROPORCIONES. La relación altura-espesor de los muros de relleno en cada piso será menor a 9 para un nivel L.S. y 8 para un nivel I.O. en zonas de alta sismicidad. (Nivel 2: Sec. 4.4.2.6.2) |
| C | NC | N/A | MUROS SÓLIDOS. Los muros de relleno no deberán tener cavidades. (Nivel 2: Sec. 4.4.2.6.3) |
| C | NC | N/A | MUROS DE RELLENO. Los muros de relleno estarán continuos a las vigas de los pórticos. (Nivel 2: Sec. 4.4.2.6.4) |

Diafragmas

- | | | | |
|---|----|-----|---|
| C | NC | N/A | ABERTURAS CERCA A MUROS CORTANTES. Las aberturas en diafragmas inmediatamente adyacentes a muros cortantes serán menos que el 25% de la longitud del muro para L.S. y 15% de la longitud del muro para IO. (Nivel 2: Sec. 4.5.1. 4) |
|---|----|-----|---|

Además se puede hacer uso de las lista de verificación para los muros estructurales de concreto armado más conocidos como placas, empleando las listas correspondientes a éstos elementos

Lista de Verificación Estructural Básica C2

Sistema del edificio

- | | | | |
|---|----|-----|---|
| C | NC | N/A | DETERIORO DEL CONCRETO: No habrá deterioro del concreto o del acero de refuerzo en cualquiera de los elementos del sistema resistente vertical u horizontal. (Nivel 2:Sec. 4.3.3.4) |
| C | NC | N/A | GRIETAS EN LOS MUROS DE CONCRETO: Todas las grietas diagonales existentes en los elementos muros serán menores de 3.175 mm para un nivel LS y menores de 1.58 mm para un nivel IO. Tampoco estará concentrados en un solo lugar y no tendrán una forma de X. (Nivel 2:Sec. 4.3.3.4) |

Sistema resistente a fuerza lateral

- | | | | |
|---|----|-----|---|
| C | NC | N/A | REDUNDANCIA: El número de ejes de muros de corte en cada dirección principal horizontal será mayor o igual a 2 para un nivel LS |
|---|----|-----|---|

e IO. (Nivel 2: Sec.4.4.2.1.1)

C NC N/A CHEQUEO DE ESFUERZO DE CORTE: Los esfuerzos de corte en los muros cortantes de concreto, calculados usando el procedimiento de verificación rápida la sección 3.5.33 del manual FEMA310, será menor a 7 Kg/cm^2 ó $0.53 \sqrt{f'c}$ para un nivel LS e IO. (Nivel 2: Sec.4.4.2.2.1)

C NC N/A ACERO DE REFUERZO: La razón entre el área de acero de refuerzo y el área de concreto total será mayor que 0.0015 en la dirección vertical y 0.0025 en la dirección horizontal par aun nivel LS e IO. El espaciamiento del acero de refuerzo será igualo menor que 45 cm para un nivel LS e IO. (Nivel 2:Sec. 4.4.2.2.2)

Conexiones

C NC N/A TRANSFERENCIA A MUROS DE CORTE. Los diafragmas serán reforzados y conectados para transferir las cargas a los muros de corte para un nivel LS y las conexiones serán capaces de desarrollarla resistencia a cortante de los muros para un nivel IO. (Nivel 2: Sec. 4.6.2.1)

C NC N/A REFUERZO DE LOS MUROS. Los muros serán enganchados dentro de la cimentación para un nivel LS y serán capaces de resistir la resistencia de los muros para un nivel IO. (Nivel 2: Sec. 4.6.3.5)

Lista de verificación suplementaria para edificio tipo C2: Edificios con muros cortantes de concreto con diafragma rígido

Sistema resistente a carga lateral

C NC N/A VOLTEO. Todos los muros de corte tendrán razones características menores que 4 a 1. (Nivel 2: Sec. 4.4.2.2.4)

C NC N/A REFUERZO DE CONFINAMIENTO. Para muros de corte con razones características mayores de 2.0, los elementos de los extremos estarán confinados con espirales o estribos con espaciamientos menores de $8d_b$. Este punto se aplica sólo aun nivel IO. (Nivel 2: Sec. 4.4.2.2.5)

Diafragmas

C **NC** N/A ABERTURAS CERCA A MUROS DE CORTE: Aberturas en diafragmas inmediatamente adyacentes a los muros de corte serán 25% menores a la longitud del muro para un nivel LS y 15% de la longitud del muro para IO. (Nivel 2: Sec. 4.5.1.4)

Lista de Verificación para Amenazas Geológicas del lugar y Cimentaciones

Amenazas geológicas del lugar

- | | | | |
|---|----|-----|---|
| C | NC | N/A | LICUACIÓN. Suelos susceptibles a licuación, saturados, de grano suelto que podrían poner en peligro el desempeño del edificio frente a un sismo. No existirán estos suelos dentro de los 15 metros de profundidad debajo del edificio para niveles de L.S. e IO. (Nivel 2: Sec.4.7.1.1) |
| C | NC | N/A | FALLA DE LADERA. En el lugar del edificio es suficientemente remoto el que se produzca la caída de una ladera o rocas por las fuerzas inducidas por un sismo. |
| C | NC | N/A | RUPTURA DE FALLA SUPERFICIAL. Una ruptura de la superficie y desplazamientos superficiales en el edificio no ha sido esperados. |

Condiciones de las cimentaciones

- | | | | |
|---|----|-----|--|
| C | NC | N/A | DESEMPEÑO DE LA CIMENTACIÓN. No habrá evidencia de movimientos excesivos de la cimentación tales como asentamientos o levantamientos que podrían afectar la integridad de la resistencia de la estructura. (Nivel 2: Sec. 4.7.2.1) |
| C | NC | N/A | DETERIORO. No hay evidencias que los elementos de la cimentación han sido deteriorados debido a corrosión, ataque de sulfatos, material orgánico, u otras razones en un modo que pudiera afectar la resistencia de la estructura. (Nivel 2: Sec. 4.7.2.2) |

Capacidad de las cimentaciones

- | | | | |
|---|----|-----|---|
| C | NC | N/A | VOLCAMIENTO. La relación entre la dimensión horizontal efectiva en el nivel de cimentación del sistema resistente a fuerzas laterales, a la altura del edificio (Base / altura) será mayor a $0.6 S_a$ (Nivel 2: Sec. 4.7.3.2) |
| C | NC | N/A | CONECTORES ENTRE LOS ELEMENTOS DE LA CIMENTACIÓN. La cimentación tendrá conectores adecuados para resistir las fuerzas sísmicas donde las zapatas no están restringidas por vigas , losas o suelos clasificados como A, B y C. (Nivel 2: Sec. 4.7.3.4) |
| C | NC | N/A | LUGARES INCLINADOS. La diferencia del nivel entre un lado del edificio y el otro lado no deberá exceder la mitad de la altura de un piso en la ubicación donde se encuentra el edificio. Este criterio se utiliza par aun nivel IO. (Nivel 2: Sec. 4.7.3.5) |

Resumen de los puntos de evaluación que NO CUMPLEN con los criterios del FEMA 310

Sistema de edificio (Tipo C1):

1. Edificios adyacentes.
2. Piso débil.
3. Piso blando.
4. Geometría.
5. Masa.

Sistema resistente a fuerzas laterales:

6. Muros interfiriendo.
7. Esfuerzos cortantes en columnas.
8. Esfuerzo axial debido a cargas de gravedad en columnas.
9. Columnas cortas.
10. Espaciamiento de estribos en columnas.

Sistema de edificio (Tipo C3):

11. Grietas en muros de relleno.
12. Conexiones de los muros.
13. Transferencia a muros de corte.
14. Proporciones altura-espesor de muros de relleno.
15. Muros de relleno continuos.
16. Aberturas cerca a muros cortantes.

Amenazas geológicas del lugar y cimentaciones:

17. Licuación.
18. Conectores de elementos de cimentación.

A continuación se presentan algunos cálculos y comentarios realizados a las listas de verificación arriba señalados para dar una mejor comprensión a este procedimiento.

• **EDIFICIOS ADYACENTES**

Altura (h) del edificio desde su base hasta azotea - parapeto (sin considerar casa de máquinas ni tanque elevado) = 9.33 m

4% de h = 0.37 m.

Además según la norma sismorresistente señala que no será menor a $s = 3 + 0.004 \cdot (h-500)$ donde h y s en centímetros.

A nivel de azotea $h=9.33$ m, $s = 3 + 0.004 \cdot (933-500) = 4.75$ cm.

Por lo observado en campo, el $s = 2.5$ cm. (junta de separación sísmica con edificio Consultorios B) por ello NO CUMPLE el punto de evaluación.

- **PISO BLANDO**

La rigidez del sistema resistente a fuerza lateral en cualquier piso no será menor que el 70% de la rigidez en un piso adyacente por encima o debajo de este, o no menor que el 80% del promedio de rigidez de 3 pisos por encima o debajo del mismo para niveles de LS e IO.

Se halló la rigidez de los elementos principales que absorben la mayor parte de la rigidez en cada piso (muros de albañilería, placas de concreto y columnas), con algunas simplificaciones como el considerar un mismo material, etc. y se obtuvieron los siguientes resultados.

1er. piso:	$R_x = 8.23E.t$	$R_y = 8.26 E.t$
2do. piso:	$R_x = 9.56 E.t$	$R_y = 11.42 E.t$
3er. piso:	$R_x = 10.16 E.t$	$R_y = 11.59 E.t$
4to piso:	$R_x = 3.45 E.t$	$R_y = 5.159 E.t$

Donde

E= Módulo de elasticidad

t = espesor

La rigidez entre el 4to piso con respecto al 3ro. va de 34% a 45% siendo estos valores muy inferiores al mínimo recomendable de 70%.

- **MASA** No habrá cambios en la masa efectiva que el 50% de un piso al siguiente para niveles de LS e IO.

Tabla 7.28: Masa por piso en edificio Consultorios A.

PISO	Peso(Ton)
w1	423.52
w2	385.37
w3	345.58
w4	41.38
w5(placa)	38.71
w6(caja ascensor)	55.30
w7(tanque elevado)	19.95
Peso total	1309.81

Obsérvese en el 4to. piso, donde se presenta un cambio significativo de masa de 88% . Por lo tanto NO CUMPLE.

- **TORSIÓN.** La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez será menor que el 20 % del ancho del edificio en cada dimensión del plano para niveles de LS e IO.

Centros de masa:

1er. Piso	
Xcm	7.21
Ycm	15.99

2do. Piso	
Xcm	6.43
Ycm	15.02

3er. Piso	
Xcm	6.65
Ycm	14.83

4to. Piso	
Centro de masa Xcm	5.95
Centro de masa Ycm	15.97

Centros de rigidez:

1er. Piso	
Xcr	5.89
Ycr	16.42

2do. Piso	
Xcr	5.33
Ycr	14.38

3er. Piso	
Xcr	6.60
Ycr	14.01

4to. Piso	
Xcr	6.08
Ycr	18.33

Diferencias

Piso	XX	YY
1ero.	1.32	0.43
2do.	1.10	0.64
3ero.	0.05	0.82
4to.	0.13	2.36

Por lo tanto todos cumplen, ya que 20% Long XX = 0.20 x 16.8 = 3.36 m y 20% Long YY = 0.20 x 28 = 5.60 m.

- **VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES.** El esfuerzo cortante en las columnas de concreto será menor a 7 Kg/cm^2 ó $0.53 \sqrt{f'c}$ ($f'c$ en Kg/cm^2) para niveles de LS e IO.

Tabla 7.29: Esfuerzos cortantes obtenidos en las columnas de Consultorios A.

sismo	Columnas	Ubicación	Piso	Dimensiones		Fuerza corte(ton)	Factor m	F corregida(Kg)	Esfuerzo corte(Kg/cm2)
				(cm)					
sisx1	C-2	1-C	1	25	30	1.78	1.30	1369.23	1.83
	C-2	1-C	2	25	30	4.29	1.30	3302.31	4.40
	C-2	1-C	3	25	30	2.21	1.30	1700.00	2.27
	C-13	2-E	2	25	35	9.13	1.30	7023.08	8.03
	C-13	2-E	3	25	35	8.49	1.30	6530.77	7.46
sisx2	C-13	4-E	2	25	35	3.43	1.30	2636.15	3.01
sisx1	C-13	4-E	3	25	35	2.59	1.30	1992.31	2.28
sisx1	C-13	4-F	2	25	35	2.35	1.30	1807.69	2.07
sisx2	C-13	4-F	3	25	35	1.69	1.30	1300.00	1.49
sisx1	C-13	Y-E	5	25	30	2.75	1.30	2115.38	2.82
	C-13	Y-F	5	25	30	4.54	1.30	3492.31	4.66
sisx2	C-6	7'-D'	1	25	35	4.77	1.30	3669.23	4.19

sisx1	C-6	7'-D'	3	25	30	6.85	1.30	5269.23	7.03
	C-7	9-X	1	25	30	8.89	1.30	6838.46	9.12
sisx2	C-7	9-X	2	25	30	8.13	1.30	6253.85	8.34
	C-7	9-X	3	25	30	7.73	1.30	5946.15	7.93
sisx2	C-7	9-D'	1	25	30	7.51	1.30	5776.92	7.70
	C-7	9-D'	2	25	30	8.43	1.30	6484.62	8.65
	C-7	9-D'	3	25	30	8.33	1.30	6407.69	8.54
sisx2	C-10	10-D'	1	25	50	2.97	1.30	2284.62	1.83
	C-10	10-D'	2	25	50	11.13	1.30	8561.54	6.85
	C-10	10-D'	3	25	50	7.94	1.30	6107.69	4.89
sisx2	C-11	12-D	1	25	65	12.68	1.30	9753.85	6.00
	C-11	12-D	2	25	65	8.575	1.30	6596.15	4.06
	C-11	12-D	3	25	65	7.139	1.30	5491.54	3.38
sisx2	C-11	12-E'	1	25	65	12.02	1.30	9246.15	5.69
	C-11	12-E'	2	25	65	9.05	1.30	6961.54	4.28
	C-11	12-E'	3	25	65	7.87	1.30	6053.85	3.73
sisx2	C-5	12-C'	1	25	30	11.4	1.30	8769.23	11.69
	C-5	12-C'	2	25	30	9.87	1.30	7592.31	10.12
	C-5	12-C'	3	25	30	8.74	1.30	6723.08	8.96
sisy1	C-7	X-9	2	25	30	2.689	1.30	2068.46	2.76
	C-9B	D-11	3	25	40	1.02	1.30	784.62	0.78
	C-7	D'-9	2	25	30	3.86	1.30	2969.23	3.96
	C-7	D'-9	3	25	30	3.9	1.30	3000.00	4.00
	C-13	E-2	1	25	35	4.54	1.30	3492.31	3.99
	C-13	E-2	2	25	35	3.23	1.30	2484.62	2.84
	C-13	E-2	3	25	30	4.87	1.30	3746.15	4.99

- **VERIFICACIÓN DE ESFUERZO AXIAL.** El esfuerzo axial debido a las cargas de gravedad en columnas sometidas a fuerzas de volteo serán menores que $0.10 f'c$ ($f'c$ en Kg/cm^2) para niveles de LS e IO. Alternativamente, el esfuerzo axial debido a sólo fuerzas de volteo calculadas usando el procedimiento de verificación rápida de la sección 3.5.3.6 del manual serán menores que $0.30 f'c$ ($f'c$ en Kg/cm^2) para niveles de LS e IO.

$$0.10f'c = 0.10 \times 226.00 = 22.60 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$0.30 f'c = 0.30 \times 226.00 = 67.80 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se analizó en las columnas libres sin interferencia de muros o con muros donde podría darse columna corta. Se analizó para el caso de esfuerzo axial por cargas de gravedad.

Tabla 7.30: Verificación de esfuerzos axiales en columnas de Consultorios A.

Columna	Ubicación	Piso	Carga (Ton)	Peso propio (Ton)	Carga total (ton)	Factor m	Carga real (Ton)	Esfuerzo axial (Kg/cm^2)
C12	1-C	1	14.52	2.16	16.68	1.30	12.83	12.83
C12	1-C	2	8.39	1.44	9.83	1.30	7.56	7.56

C12	1-C	3	1.99	0.63	2.62	1.30	2.02	2.30
C1	2-B'	1	12.64	2.16	14.80	1.30	11.38	11.38
C3	2-B	1	33.21	1.89	35.10	1.30	27.00	30.86
C3	2-D	1	20.81	1.89	22.70	1.30	17.46	19.96
C1	1-D	1	14.19	2.16	16.35	1.30	12.58	12.58
C1	1-D	2	7.20	1.44	8.64	1.30	6.65	6.65
C1	1-D	3	2.19	0.72	2.91	1.30	2.24	2.24
C13	2-E	2	14.37	1.26	15.63	1.30	12.02	13.74
C13	2-F	2	10.86	1.26	12.12	1.30	9.32	10.65
C6	5-D'	2	18.14	1.26	19.40	1.30	14.92	17.05
C13	Y-F	2	35.71	1.26	36.97	1.30	28.44	32.50
C13	Y-F	3	32.53	2.52	35.05	1.30	26.96	30.81
C13	Y-F	4	29.85	1.89	31.74	1.30	24.42	27.90
C13	Y-F	5	23.52	1.26	24.78	1.30	19.06	21.78
C13	Y-E	2	40.51	3.15	43.66	1.30	33.58	38.38
C13	Y-E	3	28.69	2.52	31.21	1.30	24.01	27.44
C13	Y-E	4	19.85	1.89	21.74	1.30	16.72	19.11
C13	Y-E	5	18.86	1.26	20.12	1.30	15.48	17.69
C7	9-D'	1	31.74	1.62	33.36	1.30	25.66	34.22
C7	9-D'	2	19.85	1.08	20.93	1.30	16.10	21.47
C10	10-D'	1	30.54	2.70	33.24	1.30	25.57	20.46
C10	10-D'	2	20.23	1.80	22.03	1.30	16.95	13.56

Los esfuerzos axiales sombreados de amarillo no cumplen con el punto de evaluación.

- **COLUMNAS CORTAS:** No habrá columnas en un nivel con razones altura / profundidad menores que el 50% de la razón nominal altura / profundidad de las columnas típicas para el Nivel LS y 75% para IO.

Tabla 7.31: Razones altura/profundidad y altura nominal/profundidad.

Primer piso								
	a	b	profundidad	h	h real	r nominal	r	%
C1	0.25	0.40	0.40	2.97	2.97	7.43	7.43	1.00
C2	0.25	0.30	0.30	2.97	2.97	9.90	9.90	1.00
C3	0.25	0.35	0.35	2.97	2.97	8.49	8.49	1.00
C13	0.25	0.35	0.35	2.97	2.97	8.49	8.49	1.00
C4	0.25	0.40	0.40	2.97	1.92	7.43	4.80	0.65
C6	0.25	0.35	0.35	2.97	2.97	8.49	8.49	1.00
C5	0.25	0.30	0.30	2.97	1.92	9.90	6.40	0.65
C7	0.25	0.30	0.30	2.97	2.97	9.90	9.90	1.00
C8	0.25	0.40	0.40	2.97	2.97	7.43	7.43	1.00
C9	0.25	0.40	0.40	2.97	2.97	7.43	7.43	1.00
C10	0.25	0.50	0.50	2.97	2.97	5.94	5.94	1.00
C11	0.25	0.65	0.65	2.97	2.97	4.57	4.57	1.00

Segundo piso								
	a	b	profundidad	h	h real	r nominal	r	%
C1	0.25	0.40	0.40	2.97	1.92	7.43	4.80	0.65
C2	0.25	0.30	0.30	2.97	2.97	9.90	9.90	1.00
C3	0.25	0.35	0.35	2.97	0.87	8.49	2.49	0.29
C13	0.25	0.35	0.35	2.97	1.92	8.49	5.49	0.65
C4	0.25	0.40	0.40	2.97	1.92	7.43	4.80	0.65
C6	0.25	0.35	0.35	2.97	1.92	8.49	5.49	0.65
C5	0.25	0.30	0.30	2.97	1.92	9.90	6.40	0.65
C7	0.25	0.30	0.30	2.97	1.92	9.90	6.40	0.65
C8	0.25	0.40	0.40	2.97	2.97	7.43	7.43	1.00
C9	0.25	0.40	0.40	2.97	2.97	7.43	7.43	1.00
C10	0.25	0.50	0.50	2.97	2.97	5.94	5.94	1.00
C11	0.25	0.65	0.65	2.97	2.97	4.57	4.57	1.00

Tercer piso								
	a	b	profundidad	h	h real	r nominal	r	%
C1	0.25	0.40	0.40	2.97	1.92	7.43	4.80	0.65
C2	0.25	0.30	0.30	2.97	2.97	9.90	9.90	1.00
C3	0.25	0.35	0.35	2.97	2.97	8.49	8.49	1.00
C13	0.25	0.35	0.35	2.97	1.92	8.49	5.49	0.65
C4	0.25	0.40	0.40	2.97	2.97	7.43	7.43	1.00
C6	0.25	0.35	0.35	2.97	1.92	8.49	5.49	0.65
C5	0.25	0.30	0.30	2.97	1.92	9.90	6.40	0.65
C7	0.25	0.30	0.30	2.97	1.92	9.90	6.40	0.65
C8	0.25	0.40	0.40	2.97	2.97	7.43	7.43	1.00
	a	b	profundidad	h	h real	r nominal	r	%
C9	0.25	0.40	0.40	2.97	2.97	7.43	7.43	1.00
C10	0.25	0.50	0.50	2.97	2.97	5.94	5.94	1.00
C11	0.25	0.65	0.65	2.97	2.97	4.57	4.57	1.00

No cumple con el punto de evaluación.

- **VERIFICACIÓN DE ESFUERZO DE CORTE.** El esfuerzo de corte en los muros de albañilería no reforzada calculados en la sección 3.5.3.3 del manual, será menor a 1.06 Kg/cm^2 para unidades de arcilla para niveles de L.S. e IO.

$$v_{avg} = \frac{1}{m} \cdot \left(\frac{V_j}{A_w} \right)$$

Donde:

V_j = Cortante en el piso j calculado de acuerdo con la ecuación 7.2;

A_w = Suma total del área de la sección transversal horizontal de todos los muros de corte. Aberturas no deben ser tomadas en consideración cuando se calcula A_w . Para muros de albañilería será usada el área neta.

m = Factor de modificación del componente. En este caso $m=1.5$

Tabla 7.32: Verificación de esfuerzos de corte en muros de albañilería.

	xx area	yy area	Vj (ton)	xx Esf. corte (Kg/cm2)	yy Esf.corte (Kg/cm2)	Factor m	Esf.corte (Kg/cm2)	< 1.06 Kg/cm2		
1er piso	13.21	12.37	1491.22	75.28	7.53	80.36	8.04	1.50	5.36	NO
2do piso	13.66	16.27	1135.17	55.40	5.54	46.51	4.65	1.50	3.10	NO
3er piso	14.50	17.02	712.87	32.77	3.28	27.92	2.79	1.50	1.86	NO
4to piso	4.88	7.62	243.17	33.24	3.32	21.28	2.13	1.50	1.42	NO

Por tanto NO CUMPLE este punto de evaluación.

7.3.2.2 Análisis del Nivel 1

1. Modelo matemático en SAP 2000

Tanto para el nivel 1 y nivel 2 se trabajó con el mismo modelo matemático del edificio Consultorios A. Se utilizaron elementos *frames* (para columnas, vigas y placas) y *shells* (muros de albañilería).

Simplificaciones y consideraciones tenidas para el modelo

1. Sobre el módulo de balasto (Ver anexo D-10) se asume que éste, de hecho, va variando con la profundidad del suelo y con el ancho de la zapata, y se puede relacionar directamente con el SPT. La influencia de la zapata es un poco mayor a la calculada con sus medidas exactas por que están conectadas. Además, dado que toda la edificación en la fundación debe formar como una gran zapata, es correcto el tomar el módulo a nivel del bulbo de presiones.

2. Se realiza el análisis total de los muros unidos a las vigas, y se descuenta al evaluar el muro un % que se puede sacar con un sencillo metrado de cargas: la viga asume el peso de la losa recién vaciada -sin acabados- y el muro los acabados y peso de los otros muros de encima, + la carga viva.

Esto se debe porque se suele construir la viga y el entrepiso –en obra gruesa- la viga debe absorber ese peso propio al quitársele los puntales de encofrado. Pero luego al muro de abajo le corresponde cargar no sólo los muros superiores, al menos una parte, sino también las otras cargas de acabado de piso y la carga viva, si es que el muro queda adherido debajo de la losa. En esas condiciones si parece más claro que los sobre esfuerzos por sismo sí los asumiría el muro.

Como las vigas suelen tener muy buena capacidad para soportar momentos, y sobre todo como se diseñan con factores altos – más en el Perú, con 1.5 y 1.8. Dado que no carga inicialmente ni siquiera toda la carga muerta, tal vez la mitad, sin mayorar; parecería que no será crítico el análisis de la viga cuando venga el sismo, y por eso los problemas se advierten con mayor facilidad en los muros. Esto es lo que debe pasar si se deja el muro adherido. Es evidente que si se modela el muro adherido se le está transmitiendo más de la carga que asume en la realidad, como ya se menciono anteriormente se tiene en cuenta esto descontándole un porcentaje.

3. Los muros, también, se han modelado adheridos a las columnas de los pórticos que lo enmarcan.

4. Respecto al posible fenómeno de licuación que se presentaría en el suelo de la Clínica San Miguel, durante un sismo, se dirá que no es fácil ni en SAP 2000 en ningún otro programa de cálculo modelar exactamente una realidad tan compleja, y por eso se buscará idealizar en condiciones que parezcan más cercanas a la realidad, por ello se trabaja teniendo en cuenta el efecto del suelo contemplado en FEMA 310.

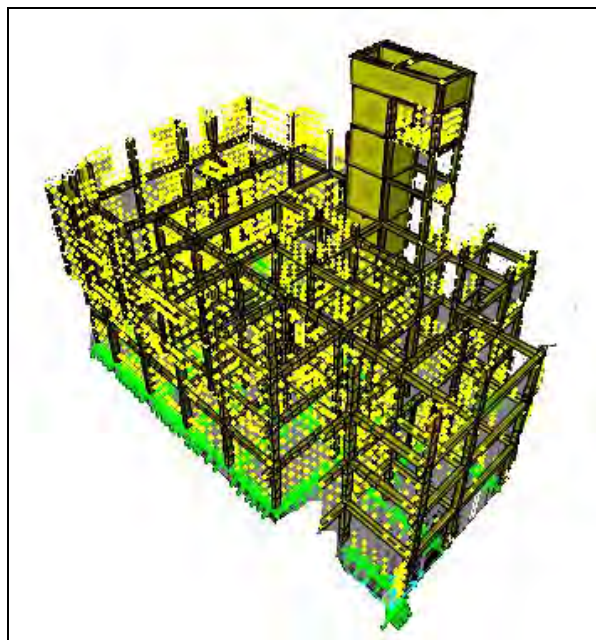


Figura 7.15: Modelo del edificio Consultorios A en SAP 2000.

2. Fuerza cortante sísmica

1.1 Seudo fuerza lateral:

Aceleración espectral: El desarrollo del espectro de respuesta de un sitio específico debe desarrollarse basándose en la geología, sismología y características del suelo asociado al edificio que está siendo evaluado. Los espectros son resultados de cientos de sismos en lo posible que caractericen las fuentes geológicas factibles y que estén escalados al valor de aceleración para el período de retorno adecuado en cada caso. En ocasiones se hacen estudios de sitio con una familia de acelerogramas que no son menos de tres pero característicos (escogidos de fuentes reales o sintéticos, lo que ya es un trabajo mayor), aunque tres es algo muy deficiente.

Basados en estudios geológicos de la zona el Dr. Huaco (Ref. 38) realizó un análisis probabilístico para determinar las aceleraciones máximas de sismos en roca para diferentes períodos de retorno. Se utilizaron fuentes sismogénicas y las leyes de atenuación sísmica disponibles. Para un período de retorno de 475 años correspondiente a la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años como señala la Norma Peruana Sismorresistente (Ref. 43).

Aceleración máxima (%g) = 0.46

Se procede a utilizar el espectro de diseño sísmico pero por ser una evaluación se tomarán algunas consideraciones como:

El factor de zona Z correspondiente ya no será $Z=0.40$ sino $Z=0.46$ (Por ser un dato producto de un estudio hecho en la zona).

Para hallar la aceleración espectral en el Periodo corto (S_s en 0.2 seg.) y en el periodo de 1 segundo (S_1 en 1 seg.) se toman parámetros locales, debido a que no deben usar los correspondientes a EE. UU.

Se procedió a trabajar con un espectro de diseño con ciertos cambios

Estamos trabajando con un sismo ($2/3$ MCE) o de periodo de recurrencia de 475 años (Consulta realizada al Dr. John Hooper³)

Categoría : Categoría	A	U=	1.50		
Factor de Zona:		Z=	0.46		
Factor de suelo:		S=	1.20	$T_p=$	0.60 seg
Factor de ajuste de curva*			0.56		

* Con el fin de que el valor de S_s sea igual a 2.5PGA valor que usualmente se suele tomar. Este fue siguiendo un consejo del Dr. Jack Moehle:

$$2.5 \text{ PGA} = 1.15$$

Este valor se comparó con valores de localidades de EE.UU. (Ver Anexo D-12) con características sísmicas parecidas al Perú como tipo de suelo, magnitudes potenciales, fallas que afectarían la zona. Esta comparación se realizó siguiendo el consejo del Dr. Moehle.

Estos ajustes son válidos por que estamos trabajando con un espectro de diseño aproximado y debemos acercarnos a un valor cercano a la realidad.

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2,5$$

$$S_a = (ZUCS \text{ g}) = 0.459 \text{ C g}$$

$$S_s = \mathbf{1.15} \quad \text{Para suelo clase D} \quad F_a = \mathbf{0.90} \quad (\text{De tabla 3.6 del FEMA 310})$$

³ Dr. Ing. John D. Hooper, P.E., *Principal & Director of Earthquake Engineering Magnusson Klemencic*

$$S1 = 0.69 \quad Fv = 2.20 \quad (\text{De tabla 3.5 del FEMA 310})$$

$$SD1 = Fv.S1 = 1.52$$

$$SDS = Fa.Ss = 1.03$$

$$Sa = SD1 / T = 5.88 \quad \text{No excederá SDS} \quad \text{Por tanto Sa} = 1.03$$

$$T = C_t \cdot h_n^{\frac{3}{4}} = 0.258 \quad \text{seg.}$$

$$h_n = 30.28 \quad \text{pies}$$

$$C_t = 0.02$$

Cálculo de la pseudo-fuerza lateral:

$$V = C \cdot S_a \cdot W = 1491.21 \quad \text{ton}$$

$$C = 1.10 \quad (\text{Tabla 3.4 del FEMA 310})$$

$$S_a = 1.03$$

$$W = 1309.81$$

1.2 Fuerzas cortantes por piso.

La distribución será como sigue:

$$V_j = \left(\frac{n+j}{n+1} \right) \left(\frac{W_j}{W} \right) V$$

Donde :

V_j = Cortante de piso en el nivel j.

n = Número total de pisos sobre el nivel del suelo = 7

j = Número del piso bajo consideración.

W_j = Peso sísmico total de todos los pisos sobre el nivel j.

W = Peso sísmico total = 1309.81 ton.

V = Seudo fuerza lateral =

Tabla 7.33: Cálculo de la cortante por piso.

	Nivel j	(n+j)/(n+1)	W del nivel	Wj	W	V	Vj	F en piso
Tanque elev.	7.00	1.75	19.95	19.95	1309.81	1491.21	39.75	39.75
Caja asc.	6.00	1.63	55.30	75.25	1309.81	1491.21	139.22	99.47
Placa	5.00	1.50	38.71	113.96	1309.81	1491.21	194.61	55.40
4to. Piso	4.00	1.38	41.38	155.34	1309.81	1491.21	243.17	48.56
3er. Piso	3.00	1.25	345.58	500.92	1309.81	1491.21	712.87	469.70
2do. Piso	2.00	1.13	385.37	886.29	1309.81	1491.21	1135.17	422.30
1er. Piso	1.00	1.00	423.52	1309.81	1309.81	1491.21	1491.22	356.05

Exc. Accidental 1ro-4to	
eaccy	0.85
eaccx	1.38

Exc. Accidental tanque	
eaccy	0.12
eaccx	0.29

$$MT = + Fi * e$$

Tabla 7.34: Cálculo de la fuerza horizontal estática y momento torsor inducidos al edificio por el sismo.

Estado de carga	Fuerza horizontal (ton)						
	1er. Nivel	2do. Nivel	3er. Nivel	4to. Nivel	placa	caja asc.	tanque
SISMOX1	356.05	422.30	469.70	48.56	55.40	99.47	39.75
SISMOX2	356.05	422.30	469.70	48.56	55.40	99.47	39.75
SISMOY1	356.05	422.30	469.70	48.56	55.40	99.47	39.75
SISMOY2	356.05	422.30	469.70	48.56	55.40	99.47	39.75

Estado de carga	Momento torsor (ton x m)						
	1er. Nivel	2do. Nivel	3er. Nivel	4to. Nivel	placa	caja asc.	tanque
SISMOX1	491.79	583.30	648.77	67.07	15.79	28.35	11.33
SISMOX2	-491.79	-583.30	-648.77	-67.07	-15.79	-28.35	-11.33
SISMOY1	303.09	359.48	399.83	41.34	6.65	11.94	4.77
SISMOY2	-303.09	-359.48	-399.83	-41.34	-6.65	-11.94	-4.77

La clase de sitio del edificio se definió:

- **Clase F:** Suelos que requieren de una investigación específica del sitio y análisis dinámicos de respuesta del suelo, por ser un suelo potencialmente licuable.

Pero para el perfil F, puede trabajarse con E en este primer nivel para simplificar un poco el cálculo.

- **DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS**

Tabla 7.35: Desplazamientos máximos

Piso	Altura m	Dirección X			Dirección Y		
		D cm	Dentrep cm	Distor	D cm	Dentrep cm	Distor
7	1.25	8.310	1.180	0.00960	6.580	0.580	0.00470
6	2.28	7.130	1.570	0.00689	6.000	1.220	0.00535
5	2.61	5.560	1.420	0.00690	4.780	1.050	0.00400
4	3.00	4.140	1.330	0.00490	3.730	1.000	0.00330
3	3.00	2.810	1.060	0.00350	2.730	0.870	0.00290

2	3.00	1.750	1.080	0.00360	1.860	0.870	0.00285
1	3.00	0.670	0.670	0.00223	0.990	0.990	0.00210

7.3.2.3 Análisis del Nivel 2

Se eligió el procedimiento dinámico lineal debido a la irregularidad de masa en los pisos como se detectó en el nivel 1.

A) Procedimiento Dinámico Lineal (LDP)

El Procedimiento Dinámico lineal se llevó a cabo como sigue:

Desarrollo de un modelo matemático del edificio: El modelo es el mismo usado para el nivel 1.

Tabla 7.36 : PROPIEDADES DEL CENTRO DE MASAS

Piso	C. G. (m)		Area m2	a	b	Peso	Masa	I °
	Xg	Yg				Tn	W/g	$m.(a^2 + b^2)/12$
1°	7.2	15.99	470.00	17.70	27.62	423.52	43.17	3871.67
2°	6.46	15.02	470.00	17.70	27.62	385.37	39.28	3522.92
3°	6.65	14.87	470.00	17.70	27.62	345.58	35.23	3159.17
4°	5.95	15.97	470.00	17.70	27.62	41.38	4.22	378.28
5°	14.5625	12.225	15.34	2.60	5.90	38.71	3.95	13.67
6°	14.56	12.229	15.34	2.60	5.90	55.30	5.64	19.53
7°	14.56	12.229	15.34	2.60	5.90	19.94	2.03	7.04
						1309.80	133.52	

C.G : respecto al eje de coordenadas

- Desarrollo de un espectro de respuesta para el sitio

$$S_s = 1.15 \quad F_a = 0.90$$

$$S_1 = 0.69 \quad F_v = 2.20$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v.S_1 = 1.518 \\ S_{DS} &= F_a.S_s = 1.035 \end{aligned}$$

- Realización del análisis de espectro de respuesta del edificio

Siguiendo las consideraciones del *NEHRP⁴ Recommended Provisions for seismic Regulations for New Buildings and other structures* (Ref. 15). Esto se realizó por estar trabajando con aceleraciones espectrales en el período corto y en un segundo.

⁴ NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM

$$\text{Para } T \leq T_0: \quad S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS}$$

$$\text{Para } T_0 \leq T \leq T_S \quad S_a = S_{DS}$$

$$\text{Para } T > T_S \quad S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Entonces:

$$T_0 = 0.2 S_{D1} / S_{DS} = \mathbf{0.293}$$

$$T_S = S_{D1} / S_{DS} = \mathbf{1.467}$$

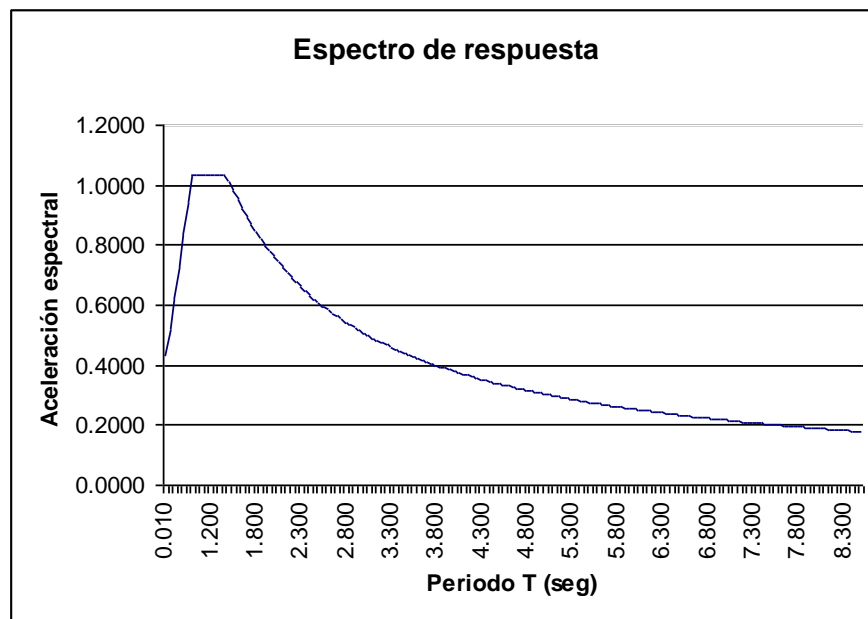


Figura 7.16. Espectro de respuesta para el edificio consultorios A.

Tabla 7.37: Período vs. Aceleración espectral.

T (seg)	Sa (%g)
0.010	0.4352
0.050	0.5199
0.100	0.6257
0.150	0.7316
0.200	0.8374
0.250	0.9433
0.293	1.0343
0.600	1.0350
1.000	1.0350
1.100	1.0350
1.200	1.0350

T (seg)	Sa (%g)
1.300	1.0350
1.400	1.0350
1.467	1.0348
1.500	1.0120
1.600	0.9487
1.700	0.8929
1.800	0.8433
1.900	0.7989
2.000	0.7590
2.100	0.7229
2.200	0.6900
2.500	0.6072
3.000	0.5060
3.500	0.4337
4.000	0.3795
4.500	0.3373
5.000	0.3036
5.500	0.2760
6.000	0.2530
7.000	0.2169
8.000	0.1897

- Modificación de las acciones y deformaciones.

Se elige $C=1.1$

- Cálculo de las acciones de los componentes

En las siguientes páginas se observan las acciones en los elementos del edificio Consultorios A.

Tabla 7.38 Momentos por deformaciones controladas en vigas de Consultorios A.

C= 1.1 (según la sección B.2 del nivel 2)

Acción por deformación controlada: Momento (ton-m)

Viga	Ubicación	Izquierdo						Centro						Derecho					
		MG *	MG	ME *	ME	MG+ME	MG-ME	MG *	MG	ME *	ME	MG+ME	MG-ME	MG *	MG	ME *	ME	MG+ME	MG-ME
V101	Eje 1 (tramo B'-C)	-2.01	-2.21	4.15	4.56	2.35	-6.78	0.02	0.02	0.98	1.08	1.10	-1.06	-1.25	-1.38	3.43	3.78	2.18	-4.68
V201	Eje 1 (tramo B'-C)	-1.74	-1.91	4.12	4.53	2.62	-6.45	0.30	0.33	0.98	1.08	1.41	-0.75	-0.97	-1.07	4.14	4.55	3.17	-5.11
V101	Eje 1 (tramo C-D)	-3.35	-3.69	5.84	6.42	2.74	-10.11	2.54	2.79	0.82	0.91	3.70	1.89	-4.74	-5.21	6.65	7.32	1.91	-11.39
V201	Eje 1 (tramo C-D)	-2.51	-2.76	7.65	8.42	5.66	-11.18	2.21	2.43	0.88	0.97	3.40	1.46	-4.72	-5.19	8.73	9.60	4.01	-13.45
V301	Eje 1 (tramo C-D)	-0.62	-0.68	9.71	10.68	10.00	-11.37	2.37	2.61	0.98	1.08	3.69	1.53	-1.83	-2.01	9.12	10.04	7.29	-10.95
V102	Eje 2 (tramo B'-C)	-1.84	-2.02	2.90	3.19	1.17	-5.22	0.95	1.05	0.49	0.54	1.58	0.51	-4.66	-5.13	2.31	2.54	-2.35	-6.97
V102	Eje 2 (tramo C-D)	-7.33	-8.06	2.84	3.13	-4.93	-11.19	3.36	3.70	2.06	2.27	5.96	1.43	-5.95	-6.55	4.51	4.96	-1.44	-10.46
V102	Eje 2 (tramo D-E)	-3.45	-3.80	4.41	4.86	1.06	-8.65	1.10	1.21	0.59	0.65	1.86	0.56	-2.80	-3.08	4.41	4.86	1.61	-7.21
V104	Eje 5 (tramo D'-E)	-2.43	-2.67	5.00	5.50	2.83	-8.18	0.04	0.04	1.18	1.29	1.34	-1.25	0.36	0.40	3.24	3.56	3.60	-2.88
V204	Eje 5 (tramo D'-E)	-2.29	-2.52	6.18	6.80	4.28	-9.32	0.21	0.23	1.28	1.40	1.63	-1.17	0.35	0.39	3.63	3.99	3.98	-3.28
V106	Eje 7' (tramo D'-E)	-12.34	-13.57	6.47	7.12	-6.45	-20.70	1.67	1.84	1.77	1.94	3.78	-0.11	14.34	15.77	9.76	10.74	24.10	4.58
V206	Eje 7' (tramo D'-E)	-10.64	-11.70	8.04	8.85	-2.86	-20.55	1.48	1.63	1.95	2.15	3.78	-0.52	12.41	13.65	11.67	12.84	24.08	0.74
V306	Eje 7' (tramo D'-E)	-8.86	-9.75	7.75	8.52	-1.22	-18.27	1.45	1.60	3.24	3.56	5.16	-1.97	10.96	12.06	14.13	15.54	25.09	-3.17
V107	Eje 9 (tramo D'-E)	-8.75	-9.63	7.26	7.99	-1.64	-17.61	1.56	1.72	2.26	2.48	4.20	-0.77	9.57	10.53	10.99	12.09	20.56	-1.42
V207	Eje 9 (tramo D'-E)	-6.67	-7.34	6.47	7.12	-0.21	-14.46	1.65	1.82	2.45	2.70	4.51	-0.88	7.81	8.59	10.59	11.65	18.40	-2.78
V307	Eje 9 (tramo D'-E)	-5.86	-6.45	7.16	7.88	1.43	-14.32	1.50	1.65	3.34	3.67	5.32	-2.02	7.34	8.07	13.05	14.35	20.39	-5.71
V108	Eje 9 (tramo C- D')	-15.06	-16.57	5.13	5.64	-10.92	-22.21	4.67	5.14	0.49	0.54	5.68	4.60	2.07	2.28	4.71	5.18	6.78	-2.64
V208	Eje 9 (tramo C- D')	-13.82	-15.20	6.38	7.01	-8.19	-22.22	3.74	4.11	0.49	0.54	4.65	3.57	-2.22	-2.44	6.77	7.45	4.55	-8.99
V308	Eje 9 (tramo C- D')	-11.77	-12.95	4.91	5.40	-7.55	-18.34	3.48	3.83	0.59	0.65	4.48	3.18	-0.52	-0.57	4.71	5.18	4.19	-5.23
V108	Eje 9 (tramo D'-F)	15.21	16.73	5.00	5.50	22.23	11.23	-7.74	-8.51	1.08	1.19	-7.33	-9.70	2.84	3.12	4.61	5.07	7.45	-1.77
V208	Eje 9 (tramo D'-F)	5.17	5.69	4.81	5.29	10.97	0.40	3.94	4.33	0.31	0.35	4.68	3.99	-11.18	-12.30	4.02	4.42	-7.16	-15.20
V308	Eje 9 (tramo D'-F)	4.11	4.52	3.83	4.21	8.73	0.31	3.95	4.35	0.88	0.97	5.32	3.37	-9.71	-10.68	4.41	4.86	-5.30	-14.12
V312	Eje B (tramo 5-7)	-0.73	-0.80	1.86	2.05	1.25	-2.85	0.53	0.58	0.49	0.54	1.12	0.04	1.47	1.62	1.67	1.83	3.14	-0.20
V312	Eje B (tramo 7-9)	-1.33	-1.46	1.18	1.29	-0.17	-2.76	0.45	0.50	0.14	0.15	0.65	0.34	-1.05	-1.16	1.28	1.40	0.23	-2.33
V113	Eje B'(tramo 1-2)	-1.53	-1.68	1.67	1.83	0.15	-3.52	0.90	0.99	0.59	0.65	1.64	0.34	0.92	1.01	2.06	2.27	2.98	-1.14
V115	Eje C (tramo 1-2)	0.73	0.80	3.73	4.10	4.90	-3.30	1.00	1.10	0.69	0.76	1.86	0.34	-1.45	-1.60	4.32	4.75	2.87	-5.77
V115	Eje C (tramo 5-7)	-1.35	-1.49	3.34	3.67	2.18	-5.15	1.03	1.13	0.78	0.86	2.00	0.27	-2.26	-2.49	4.02	4.42	1.76	-6.28
V116	Eje X (tramo 5-7)	-2.49	-2.74	1.28	1.40	-1.34	-4.14	1.40	1.54	0.72	0.79	2.33	0.75	-3.03	-3.33	1.18	1.29	-1.85	-4.21
V216	Eje X (tramo 5-7)	-5.19	-5.71	0.69	0.76	-4.95	-6.46	2.63	2.89	0.78	0.86	3.76	2.03	5.19	5.71	1.08	1.19	6.27	4.11
V119	Eje D' (tramo 9-10)	-4.60	-5.06	3.34	3.67	-1.39	-8.73	1.29	1.42	0.69	0.76	2.17	0.66	2.46	2.71	3.88	4.27	6.34	-1.42

Tabla 7.38 Momentos por deformaciones controladas en vigas de Consultorios A.

Viga	Ubicación	Izquierdo						Centro						Derecho					
		MG *	MG	ME *	ME	MG+ME	MG-ME	MG *	MG	ME *	ME	MG+ME	MG-ME	MG *	MG	ME *	ME	MG+ME	MG-ME
V219	Eje D' (tramo 9-10)	-4.88	-5.37	4.91	5.40	0.03	-10.76	1.25	1.38	0.59	0.65	2.02	0.73	2.76	3.04	5.59	6.15	8.35	-2.83
V319	Eje D' (tramo 9-10)	-3.99	-4.39	4.12	4.53	0.14	-8.92	1.20	1.32	0.69	0.76	2.08	0.56	2.14	2.35	3.63	3.99	5.77	-1.49
V120	Eje E (tramo Y-7')	-10.24	-11.26	3.53	3.88	-7.38	-15.15	0.40	0.44	1.18	1.29	1.73	-0.85	8.75	9.63	4.61	5.07	13.36	4.14
V220	Eje E (tramo Y-7')	-8.52	-9.37	3.14	3.45	-5.92	-12.83	0.50	0.55	1.28	1.40	1.95	-0.85	7.00	7.70	4.51	4.96	11.51	2.49
V320	Eje E (tramo Y-7')	-6.71	-7.38	3.04	3.35	-4.04	-10.73	0.74	0.81	1.28	1.40	2.22	-0.59	5.25	5.78	3.83	4.21	9.08	1.42
V322	Eje F (tramo 9-10)	4.79	5.27	10.99	12.09	17.35	-6.82	0.74	0.81	2.45	2.70	3.51	-1.88	-5.12	-5.63	8.24	9.06	3.12	-13.36

* Son los momentos obtenidos sin afectarlos por C=1.1 (según la sección B.2 del nivel 2)

MG = Momento debido a cargas de gravedad.

ME = Momento debido a sismo.

Tabla 7.39: Momentos por deformaciones controladas en columnas de consultorios A

9.81

C= 1.1 (según la sección B.2 del nivel 2)

Acción por deformación controlada: Momento (ton-m)

Columna	Ubicación		superior						inferior					
			Piso	MG *	MG	ME*	ME	MG + ME	MG - ME	MG*	MG	ME *	ME	MG + ME
C2	1	Eje C-1	0.85	0.94	1.77	1.94	2.88	-1.01	0.17	0.19	0.49	0.54	0.73	-0.35
C2	2	Eje C-1	1.05	1.16	3.89	4.28	5.44	-3.13	1.18	1.30	4.15	4.56	5.86	-3.27
C3	1	Eje C-2	0.80	0.88	0.88	0.97	1.85	-0.09	0.15	0.17	1.43	1.58	1.74	-1.41
C1	1	Eje B'-2	0.26	0.28	1.37	1.51	1.79	-1.23	0.08	0.09	1.18	1.29	1.38	-1.21
C13	2	Eje E-2	-1.80	-1.98	9.12	10.04	8.06	-12.02	1.22	1.34	5.98	6.58	7.92	-5.24
C13	3	Eje E-2	-1.81	-1.99	8.73	9.60	7.61	-11.59	1.19	1.31	5.98	6.58	7.89	-5.27
C13	2	Eje E-2	-1.07	-1.18	3.62	3.98	2.80	-5.16	0.56	0.62	2.54	2.79	3.41	-2.18
C13	3	Eje E-2	-1.46	-1.61	4.51	4.96	3.36	-6.57	0.83	0.91	2.55	2.81	3.72	-1.89
C13	2	Eje E-4	-1.04	-1.14	2.26	2.48	1.34	-3.63	0.49	0.54	1.08	1.19	1.73	-0.65
C13	3	Eje E-4	-0.94	-1.03	2.06	2.27	1.23	-3.30	0.41	0.45	0.88	0.97	1.42	-0.52
C13	5	Eje E-4	-0.45	-0.50	3.04	3.35	2.85	-3.84	0.05	0.06	3.34	3.67	3.72	-3.61
C13	5	Eje F-4	-1.32	-1.45	4.22	4.64	3.19	-6.09	1.21	1.33	5.69	6.26	7.59	-4.93
C6	3	Eje D'-7'	2.32	2.55	4.91	5.40	7.95	-2.84	-0.79	-0.87	2.16	2.37	1.51	-3.24
C7	3	Eje X-9	1.51	1.66	4.51	4.96	6.62	-3.30	-0.92	-1.01	2.55	2.81	1.79	-3.82
C7	3	Eje D'-9	2.69	2.96	5.30	5.83	8.79	-2.87	-1.20	-1.32	2.65	2.91	1.59	-4.23
C7	2	Eje X-9	1.52	1.67	4.51	4.96	6.64	-3.29	-0.93	-1.02	2.45	2.70	1.67	-3.72
C7	2	Eje D'-9	2.46	2.71	5.00	5.50	8.21	-2.80	-1.09	-1.20	2.55	2.81	1.61	-4.00
C10	1	Eje D'-10	-3.11	-3.42	1.57	1.73	-1.69	-5.15	-0.43	-0.47	1.86	2.05	1.58	-2.52
C10	2	Eje D'-10	-5.45	-6.00	5.98	6.58	0.59	-12.58	9.56	10.52	7.95	8.74	19.26	1.78
C10	3	Eje D'-10	-3.21	-3.53	7.06	7.77	4.24	-11.30	1.68	1.85	5.30	5.83	7.68	-3.98

* Son los momentos obtenidos sin afectarlos por C=1.1

Tabla 7.40: Momentos y cortantes por deformaciones controladas en placas de concreto

C= 1.1

Acción por deformación controlada: Momento (ton-m)

PLACA	Ubicación Piso		superior						inferior					
			MG *	MG	ME *	ME	MG + ME	MG - ME	MG *	MG	ME *	ME	MG + ME	MG - ME
Placs2	1	Eje 7'	5.00	5.50	42.50	46.75	52.25	-41.25	4.62	5.08	41.50	45.65	50.73	-40.57
Placs2	2	Eje 7'	13.97	15.37	98.60	108.46	123.83	-93.09	-16.00	-17.60	62.50	68.75	51.15	-86.35
Placs2	3	Eje 7'	16.57	18.23	258.80	284.68	302.91	-266.45	-11.03	-12.13	40.00	44.00	31.87	-56.13
Placs2	4	Eje 7'	-7.14	-7.85	299.20	329.12	321.27	-336.97	5.11	5.62	301.30	331.43	337.05	-325.81
Placs2	5	Eje 7'	-1.02	-1.12	64.80	71.28	70.16	-72.40	-7.19	-7.91	299.20	329.12	321.21	-337.03
P1	1	Eje B'	-0.07	-0.08	0.82	0.90	0.83	-0.98	0.02	0.02	0.77	0.85	0.87	-0.83
P1	2	Eje B'	0.04	0.04	2.66	2.93	2.97	-2.88	-0.02	-0.02	2.74	3.01	2.99	-3.04
P1	3	Eje B'	0.29	0.32	1.68	1.85	2.17	-1.53	-0.32	-0.35	1.10	1.21	0.86	-1.56
P1	4	Eje B'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.13	-0.14	3.02	3.32	3.18	-3.47
Placs1	1	Eje E	0.15	0.17	0.81	0.89	1.06	-0.73	0.09	0.10	1.55	1.71	1.80	-1.61
Placs2	2	Eje E	0.03	0.03	0.41	0.45	0.48	-0.42	-0.03	-0.03	0.49	0.54	0.51	-0.57
Placs3	3	Eje E	0.18	0.20	1.75	1.93	2.12	-1.73	-0.09	-0.10	0.68	0.75	0.65	-0.85
Placs4	4	Eje E	-0.08	-0.09	2.62	2.88	2.79	-2.97	0.10	0.11	1.65	1.82	1.93	-1.71
Placs5	5	Eje E	0.32	0.35	3.86	4.25	4.60	-3.89	-0.08	-0.09	2.87	3.16	3.07	-3.25
Placs6	6	Eje E	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.02	-1.12	3.43	3.77	2.65	-4.90

Acción por deformación controlada: Cortante (ton)

PLACA	Ubicación Piso		VG *	VG	VE *	VE	VG + VE	VG - VE
Placs2	1	Eje 7'	-0.13	-0.14	0.56	0.62	0.48	-0.75
Placs2	2	Eje 7'	-9.50	-10.45	49.49	54.44	43.99	-64.89
Placs2	3	Eje 7'	-8.74	-9.61	91.27	100.40	90.78	-110.01
Placs2	4	Eje 7'	4.12	4.53	14.90	16.39	20.92	-11.86
Placs2	5	Eje 7'	-2.37	-2.61	136.44	150.08	147.48	-152.69
P1	1	Eje B'	0.03	0.03	0.48	0.53	0.56	-0.50
P1	2	Eje B'	-0.02	-0.02	1.70	1.87	1.85	-1.89
P1	3	Eje B'	-0.20	-0.22	0.84	0.92	0.70	-1.14
P1	4	Eje B'	-0.04	-0.05	1.01	1.11	1.06	-1.16

* Son los momentos y cortantes obtenidos sin afectarlos por C=1.1

Tabla 7.41 Cortantes por fuerzas controladas en Consultorios A

C= 1.1

Acción por deformación controlada: Cortante (ton)

Viga	Ubicación	VG *	VG	izquierdo (caso 1)			izquierdo (caso 2)			VG *	VG	derecho (caso1)			derecho (caso1)		
				VDC*	VDC	VG + VDC	VDC*	VDC	VG - VDC			VDC*	VDC	VG + VDC	VDC*	VDC	VG - VDC
V101	Eje 1 (tramo B'-C)	-2.21	-2.43	-5.23	-5.75	-8.18	5.28	5.81	-8.24	1.76	1.94	-5.23	-5.75	-3.82	5.28	5.81	-3.87
V201	Eje 1 (tramo B'-C)	-2.22	-2.44	-5.23	-5.75	-8.20	5.28	5.81	-8.25	1.76	1.94	-5.23	-5.75	-3.82	5.28	5.81	-3.87
V101	Eje 1 (tramo C-D)	-4.88	-5.37	-2.68	-2.95	-8.32	3.16	3.48	-8.84	4.25	4.68	-2.68	-2.95	1.73	3.16	3.48	1.20
V201	Eje 1 (tramo C-D)	-3.63	-3.99	-2.68	-2.95	-6.94	3.16	3.48	-7.47	4.13	4.54	-2.68	-2.95	1.60	3.16	3.48	1.07
V301	Eje 1 (tramo C-D)	-1.06	-1.17	-2.68	-2.95	-4.11	2.68	2.95	-4.11	1.19	1.31	-2.68	-2.95	-1.64	2.68	2.95	-1.64
V102	Eje 2 (tramo B'-C)	-1.49	-1.64	-5.49	-6.04	-7.68	5.49	6.04	-7.68	3.67	4.04	-5.49	-6.04	-2.00	5.49	6.04	-2.00
V102	Eje 2 (tramo C-D)	-4.13	-4.54	-2.91	-3.20	-7.74	2.91	3.20	-7.74	5.82	6.40	-2.91	-3.20	3.20	2.91	3.20	3.20
V102	Eje 2 (tramo D-E)	-5.13	-5.64	-5.54	-6.09	-11.74	4.34	4.77	-10.42	4.36	4.80	-5.54	-6.09	-1.30	4.34	4.77	0.02
V104	Eje 5 (tramo D'-E)	-2.88	-3.17	-4.14	-4.55	-7.72	2.99	3.29	-6.46	0.64	0.70	-4.14	-4.55	-3.85	2.99	3.29	-2.59
V204	Eje 5 (tramo D'-E)	-2.82	-3.10	-4.14	-4.55	-7.66	2.99	3.29	-6.39	0.70	0.77	-4.14	-4.55	-3.78	2.99	3.29	-2.52
V106	Eje 7' (tramo D'-E)	-11.54	-12.69	-8.14	-8.95	-21.65	7.75	8.53	-21.22	-9.87	-10.86	-8.14	-8.95	-19.81	7.75	8.53	-19.38
V206	Eje 7' (tramo D'-E)	-10.00	-11.00	-8.14	-8.95	-19.95	7.75	8.53	-19.53	-8.39	-9.23	-8.14	-8.95	-18.18	7.75	8.53	-17.75
V306	Eje 7' (tramo D'-E)	-8.56	-9.42	-8.14	-8.95	-18.37	7.75	8.53	-17.94	-7.32	-8.05	-8.14	-8.95	-17.01	7.75	8.53	-16.58
V107	Eje 9 (tramo D'-E)	-9.16	-10.08	-5.60	-6.16	-16.24	5.22	5.74	-15.82	-5.53	-6.08	-5.60	-6.16	-12.24	5.22	5.74	-11.83
V207	Eje 9 (tramo D'-E)	-7.60	-8.36	-5.22	-5.74	-14.10	5.22	5.74	-14.10	-3.97	-4.37	-5.22	-5.74	-10.11	5.22	5.74	-10.11
V307	Eje 9 (tramo D'-E)	-6.76	-7.44	-4.55	-5.01	-12.44	5.22	5.74	-13.18	-3.83	-4.21	-4.55	-5.01	-9.22	5.22	5.74	-9.96
V108	Eje 10 (tramo C- D')	-9.51	-10.46	-3.89	-4.28	-14.74	4.20	4.62	-15.08	4.20	4.62	-3.89	-4.28	0.34	4.20	4.62	0.00
V208	Eje 10 (tramo C- D')	-9.46	-10.41	-3.89	-4.28	-14.69	4.20	4.62	-15.03	5.27	5.80	-3.89	-4.28	1.52	4.20	4.62	1.18
V308	Eje 10 (tramo C- D')	-7.59	-8.35	-3.89	-4.28	-12.63	4.20	4.62	-12.97	3.76	4.14	-3.89	-4.28	-0.14	4.20	4.62	-0.48
V108	Eje 10 (tramo D'-F)	6.12	6.73	-5.29	-5.82	0.91	3.71	4.08	2.65	13.23	14.55	-5.29	-5.82	8.73	3.71	4.08	10.47
V208	Eje 10 (tramo D'-F)	-1.91	-2.10	-5.29	-5.82	-7.92	3.71	4.08	-6.18	8.56	9.42	-5.29	-5.82	3.60	3.71	4.08	5.34
V308	Eje 10 (tramo D'-F)	-1.51	-1.66	-5.29	-5.82	-7.48	3.71	4.08	-5.74	7.15	7.87	-5.29	-5.82	2.05	3.71	4.08	3.78
V312	Eje B (tramo 5-7)	-1.36	-1.50	-1.61	-1.77	-3.27	1.91	2.10	-3.60	2.22	2.44	-1.61	-1.77	0.67	1.91	2.10	0.34
V312	Eje B (tramo 7-9)	-2.09	-2.30	-1.55	-1.71	-4.00	1.55	1.71	-4.00	1.98	2.18	-1.55	-1.71	0.47	1.55	1.71	0.47
V115	Eje C (tramo 1-2)	-0.75	-0.83	-3.88	-4.27	-5.09	4.09	4.50	-5.32	1.89	2.08	-3.88	-4.27	-2.19	4.09	4.50	-2.42
V115	Eje C (tramo 5-7)	-2.82	-3.10	-3.14	-3.45	-6.56	3.14	3.45	-6.56	3.30	3.63	-3.14	-3.45	0.18	3.14	3.45	0.18
V116	Eje X (tramo 5-7)	-3.31	-3.64	-2.93	-3.22	-6.86	3.14	3.45	-7.10	3.90	4.29	-2.93	-3.22	1.07	3.14	3.45	0.84
V216	Eje X (tramo 5-7)	-6.61	-7.27	-2.93	-3.22	-10.49	2.93	3.22	-10.49	7.01	7.71	-2.93	-3.22	4.49	2.93	3.22	4.49
V119	Eje D' (tramo 9-10)	-3.93	-4.32	-3.72	-4.09	-8.42	3.31	3.64	-7.96	0.16	0.18	-3.72	-4.09	-3.92	3.31	3.64	-3.47
V219	Eje D' (tramo 9-10)	-4.09	-4.50	-3.72	-4.09	-8.59	3.31	3.64	-8.14	0.01	0.01	-3.72	-4.09	-4.09	3.31	3.64	-3.63

Tabla 7.41 Cortantes por fuerzas controladas en Consultorios A

Viga	Ubicación	VG *	VG	izquierdo (caso 1)			izquierdo (caso 2)			VG *	VG	derecho (caso1)			derecho (caso1)		
				VDC*	VDC	VG + VDC	VDC*	VDC	VG - VDC			VDC*	VDC	VG + VDC	VDC*	VDC	VG - VDC
V319	Eje D' (tramo 9-10)	-3.13	-3.44	-3.72	-4.09	-7.54	3.31	3.64	-7.08	-0.13	-0.14	-3.72	-4.09	-4.24	3.31	3.64	-3.78
V120	Eje E (tramo Y-7')	-8.49	-9.34	-6.01	-6.61	-15.95	6.01	6.61	-15.95	-4.65	-5.12	-6.01	-6.61	-11.73	6.01	6.61	-11.73
V220	Eje E (tramo Y-7')	-7.27	-8.00	-6.01	-6.61	-14.61	6.01	6.61	-14.61	-3.44	-3.78	-6.01	-6.61	-10.40	6.01	6.61	-10.40
V320	Eje E (tramo Y-7')	-6.04	-6.64	-6.01	-6.61	-13.26	6.01	6.61	-13.26	-2.21	-2.43	-6.01	-6.61	-9.04	6.01	6.61	-9.04
V322	Eje F (tramo 9-10)	1.74	1.91	-3.13	-3.44	-1.53	2.39	2.63	-0.72	3.54	3.89	-3.13	-3.44	0.45	2.39	2.63	1.27

VDC = MÁXIMA FUERZA CORTANTE QUE PUEDE SER ENTREGADA POR LAS ACCIONES DE DEFORMACIÓN CONTROLADA.

* Son los cortantes obtenidos sin afectarlos por $C=1.1$

Tabla 7.42 Cortantes por fuerzas controladas en Consultorios A

$$C= 1.10$$

$$J= 10.00$$

Columna	Piso	Ubicación	Acción por fuerza controlada: Cortante (ton)					
			VG *	VG	VE*	VE/C	VG+VE/C	VG-VE/C
C13	2	2-E	1.280	1.41	6.50	6.50	7.91	-5.09
C13	3	2-E	1.270	1.40	6.35	6.35	7.75	-4.95
C6	3	7'-D'	-1.560	-1.72	3.60	3.60	1.88	-5.32
C7	1	9-X	0.650	0.72	3.55	3.55	4.27	-2.84
C7	2	9-X	-1.180	-1.30	3.70	3.70	2.40	-5.00
C7	3	9-X	-1.260	-1.39	3.74	3.74	2.35	-5.13
C7	1	9-D'	-4.500	-4.95	4.10	4.10	-0.85	-9.05
C7	2	9-D'	-1.854	-2.04	3.95	3.95	1.91	-5.99
C7	3	9-D'	-2.020	-2.22	4.20	4.20	1.98	-6.42
C5	1	12-C'	0.170	0.19	-4.50	-4.50	-4.31	4.69
C5	2	12-C'	-0.005	-0.01	4.10	4.10	4.09	-4.11
C5	3	12-C'	-0.140	-0.15	3.90	3.90	3.75	-4.05

Nota: Fueron evaluadas aquellas columnas que no cumplieron el nivel 1.

* Datos de cortante obtenidos del modelo analítico sin afectarse por factor modificador m.

Tabla 7.43: Capacidad de tabiques de albañilería

Capacidad de muros de albañilería
3.19

Albañilería	Ubicación	Piso	Cd	L(cm)	t (cm)	Amv(cm)	f'm (Kg/cm ²)	√f'm	Vm(Ton)
m1	Eje 1 (B'-C)	3	0.20	290.00	15.00	4350.00	35.00	5.92	16.43
m2	Eje 2 (B'-C)	2	0.20	290.00	15.00	4350.00	35.00	5.92	16.43
m3	Eje 2 (B'-C)	3	0.20	290.00	15.00	4350.00	35.00	5.92	16.43
m4	Eje 2 (C-D)	3	0.20	312.00	15.00	4680.00	35.00	5.92	17.68
m5	Eje 2'(C-D)	1	0.20	520.00	15.00	7800.00	35.00	5.92	29.47
m6	Eje 5 (B-C)	1	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m7	Eje 5 (B-C)	2	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m8	Eje 5 (B-C)	3	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m9	Eje 5 (C-X)	1	0.20	245.00	15.00	3675.00	35.00	5.92	13.88
m9.1	Eje 5 (C-X)	2	0.20	155.00	15.00	2325.00	35.00	5.92	8.78
m10	Eje 5 (X-D')	1	0.20	340.00	15.00	5100.00	35.00	5.92	19.27
m11	Eje 5 (X-D')	2	0.20	228.00	15.00	3420.00	35.00	5.92	12.92
m12	Eje 5 (X-D')	3	0.20	340.00	15.00	5100.00	35.00	5.92	19.27
m13	Eje Y (E-F)	Casa máx	0.20	210.00	15.00	3150.00	35.00	5.92	11.90
m14	Eje 7 (B-C)	1	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m14.1	Eje 7 (C-X)	1	0.20	160.00	15.00	2400.00	35.00	5.92	9.07
m15	Eje 7 (B-C)	2	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m16	Eje 7 (B-C)	3	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m17	Eje 9 (B-C)	1	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m18	Eje 9 (B-C)	2	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m19	Eje 9 (B-C)	3	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m20	Eje 10 (B-C)	1	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m21	Eje 10 (B-C)	2	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m22	Eje 10 (B-C)	3	0.20	400.00	15.00	6000.00	35.00	5.92	22.67
m23	Eje 11(B'-C)	1	0.20	180.00	15.00	2700.00	35.00	5.92	10.20
m24	Eje 11(B'-C)	2	0.20	180.00	15.00	2700.00	35.00	5.92	10.20
m25	Eje 11(B'-C)	3	0.20	180.00	15.00	2700.00	35.00	5.92	10.20
m26	Eje B(11-11')	1	0.20	220.00	15.00	3300.00	35.00	5.92	12.47
m27	Eje B(11-11')	2	0.20	220.00	15.00	3300.00	35.00	5.92	12.47
m28	Eje B(11-11')	3	0.20	220.00	15.00	3300.00	35.00	5.92	12.47
m29	Eje B(11-11')	4	0.20	220.00	15.00	3300.00	35.00	5.92	12.47
m30	Eje B'(11-11')	1	0.20	180.00	15.00	2700.00	35.00	5.92	10.20
m31	Eje B'(11-11')	2	0.20	180.00	15.00	2700.00	35.00	5.92	10.20
m32	Eje B'(11-11')	3	0.20	180.00	15.00	2700.00	35.00	5.92	10.20
m33	Eje C(2-5)	2	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m34	Eje C(2-5)	3	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m35	Eje C(5-7)	2	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m36	Eje C(5-7)	3	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m37	Eje C(7-9)	1	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m38	Eje C(7-9)	2	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m39	Eje C(7-9)	3	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m40	Eje C(9-10)	1	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m41	Eje C(9-10)	2	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m42	Eje C(9-10)	3	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58

Tabla 7.43: Capacidad de tabiques de albañilería

Albañilería	Ubicación	Piso	Cd	L(cm)	t (cm)	Amv(cm)	f'm (Kg/cm ²)	√f'm	Vm(Ton)
m43	Eje C(10-11)	1	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m44	Eje C(10-11)	2	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m45	Eje C(10-11)	3	0.20	275.00	15.00	4125.00	35.00	5.92	15.58
m46	Eje C'(10-11)	1	0.20	390.00	15.00	5850.00	35.00	5.92	22.10
m47	Eje C'(10-11)	2	0.20	390.00	15.00	5850.00	35.00	5.92	22.10
m48	Eje X(10-11)	3	0.20	440.00	15.00	6600.00	35.00	5.92	24.93
m49	EjeD(11-12)	1	0.20	270.00	15.00	4050.00	35.00	5.92	15.30
m50	EjeD(11-12)	2	0.20	270.00	15.00	4050.00	35.00	5.92	15.30
m51	EjeD (1-2)	1	0.20	170.00	15.00	2550.00	35.00	5.92	9.63
m52	EjeD (1-2)	2	0.20	170.00	15.00	2550.00	35.00	5.92	9.63
m53	EjeD (1-2)	3	0.20	170.00	15.00	2550.00	35.00	5.92	9.63
m54	EjeD' (5-7')	1	0.20	440.00	15.00	6600.00	35.00	5.92	24.93
m55	EjeD' (5-7')	2	0.20	350.00	15.00	5250.00	35.00	5.92	19.83
m56	Eje F(10-11)	2	0.20	350.00	15.00	5250.00	35.00	5.92	19.83
m57	Eje F(11-12)	1	0.20	380.00	15.00	5700.00	35.00	5.92	21.53
m58	Eje F(11-12)	2	0.20	380.00	15.00	5700.00	35.00	5.92	21.53
m59	Eje F(11-12)	3	0.20	380.00	15.00	5700.00	35.00	5.92	21.53
m60	Eje F(11-12)	4	0.20	380.00	15.00	5700.00	35.00	5.92	21.53

Tabla 7.44: Aplicación del criterio de aceptación para momentos en vigas

Viga	Ubicación	m	Izquierdo					Centro					Derecho				
			Mn-	Mn+	≥	(MG+ME)/m	(MG-ME)/m	Mn-	Mn+	≥	(MG+ME)/m	(MG-ME)/m	Mn-	Mn+	≥	(MG+ME)/m	(MG-ME)/m
V101	Eje 1 (tramo B'-C)	3	-9.97	7.65	SI	0.78	-2.26	-4.33	4.33	SI	0.37	-0.35	-7.65	5.22	SI	0.73	-1.56
V201	Eje 1 (tramo B'-C)	3	-9.97	7.65	SI	0.87	-2.15	-4.33	4.33	SI	0.47	-0.25	-7.65	5.22	SI	1.06	-1.70
V101	Eje 1 (tramo C-D)	3	-7.65	5.23	SI	0.91	-3.37	-4.33	4.33	SI	1.23	0.63	-9.97	5.22	SI	0.64	-3.80
V201	Eje 1 (tramo C-D)	3	-7.65	5.23	SI	1.89	-3.73	-4.33	4.33	SI	1.13	0.49	-9.97	5.22	SI	1.34	-4.48
V301	Eje 1 (tramo C-D)	3	-7.65	5.23	SI	3.33	-3.79	-4.33	4.33	SI	1.23	0.51	-7.65	5.22	SI	2.43	-3.65
V102	Eje 2 (tramo B'-C)	3	-11.58	4.34	SI	0.39	-1.74	-4.33	4.33	SI	0.53	0.17	-11.58	4.34	SI	-0.78	-2.32
V102	Eje 2 (tramo C-D)	3	-9.75	4.34	SI	-1.64	-3.73	-4.33	9.68	SI	1.99	0.48	-9.75	4.34	SI	0.73	-1.56
V102	Eje 2 (tramo D-E)	2.5	-11.73	5.23	SI	0.42	-3.46	-4.33	4.33	SI	0.74	0.23	-9.97	7.65	SI	1.27	-2.04
V104	Eje 5 (tramo D'-E)	3	-6.07	3.45	SI	0.94	-2.73	-3.45	3.45	SI	0.45	-0.42	-3.45	3.45	NO	0.64	-3.80
V204	Eje 5 (tramo D'-E)	3	-6.07	3.45	SI	1.43	-3.11	-3.45	3.45	SI	0.54	-0.39	-3.45	3.45	NO	1.34	-4.48
V106	Eje 7' (tramo D'-E)	2.5	-7.65	6.76	SI	-2.58	-8.28	-4.33	4.33	SI	1.51	-0.04	-11.08	11.08	SI	2.92	-4.38
V206	Eje 7' (tramo D'-E)	2.5	-7.65	6.76	SI	-1.14	-8.22	-4.33	4.33	SI	1.51	-0.21	-11.08	11.08	SI	-0.94	-2.79
V306	Eje 7' (tramo D'-E)	2.5	-7.65	6.76	SI	-0.49	-7.31	-4.33	4.33	SI	2.06	-0.79	-11.08	11.08	SI	-0.57	-4.19
V107	Eje 9 (tramo D'-E)	2.5	-7.65	5.23	SI	-0.66	-7.04	-4.33	4.33	SI	1.68	-0.31	-6.79	5.23	SI	0.65	-2.89
V207	Eje 9 (tramo D'-E)	2.5	-6.79	5.23	SI	-0.09	-5.78	-4.33	4.33	SI	1.81	-0.35	-6.79	5.23	SI	1.44	-1.15
V307	Eje 9 (tramo D'-E)	2.5	-5.23	5.23	NO	0.57	-5.73	-4.33	4.33	SI	2.13	-0.81	-6.79	5.23	SI	1.59	-1.31
V108	Eje 10 (tramo C- D')	2.5	-16.31	7.06	SI	-4.37	-8.88	-4.33	8.06	SI	2.27	1.84	-18.15	7.06	NO	9.64	1.83
V208	Eje 10 (tramo C- D')	2.5	-16.31	7.06	SI	-3.28	-8.89	-4.33	8.06	SI	1.86	1.43	-18.15	7.06	NO	9.63	0.29
V308	Eje 10 (tramo C- D')	3	-16.31	7.06	SI	-2.52	-6.11	-4.33	8.06	SI	1.49	1.06	-18.15	7.06	NO	8.36	-1.06
V108	Eje 10 (tramo D'-F)	3	-17.81	7.06	SI	7.41	3.74	-7.06	9.16	SI	-2.44	-3.23	-10.40	7.06	SI	6.85	-0.47
V208	Eje 10 (tramo D'-F)	3	-17.81	7.06	SI	3.66	0.13	-7.06	9.16	SI	1.56	1.33	-10.40	7.06	SI	6.13	-0.93
V308	Eje 10 (tramo D'-F)	3	-17.81	7.06	SI	2.91	0.10	-7.06	9.16	SI	1.77	1.12	-10.40	7.06	SI	6.80	-1.90
V312	Eje B (tramo 5-7)	3	-3.34	3.34	SI	0.42	-0.95	-2.29	2.29	SI	0.37	0.01	-3.34	2.29	SI	2.26	-0.88
V312	Eje B (tramo 7-9)	3	-3.34	2.23	SI	-0.06	-0.92	-2.29	2.29	SI	0.22	0.11	-3.34	2.23	SI	1.52	-3.00
V113	Eje B'(tramo 1-2)	3	-2.79	2.79	SI	0.05	-1.17	-2.29	2.29	SI	0.55	0.11	-2.79	2.79	SI	1.40	-1.74
V115	Eje C (tramo 1-2)	3	-8.36	5.96	SI	1.63	-1.10	-3.32	5.23	SI	0.62	0.11	-8.36	5.23	SI	2.48	-0.59
V115	Eje C (tramo 5-7)	3	-5.78	5.23	SI	0.73	-1.72	-3.32	5.23	SI	0.67	0.09	-5.78	5.23	SI	-2.39	-5.07
V116	Eje X (tramo 5-7)	3	-7.65	5.22	SI	-0.45	-1.38	-5.23	7.65	SI	0.78	0.25	-8.59	5.22	SI	-1.77	-4.71
V216	Eje X (tramo 5-7)	3	-7.65	5.22	SI	-1.65	-2.15	-5.23	7.65	SI	1.25	0.68	-7.65	5.22	SI	1.05	-0.07
V119	Eje D' (tramo 9-10)	3	-6.7	5.22	SI	-0.46	-2.91	-5.23	5.23	SI	0.72	0.22	-6.69	6.69	SI	0.08	-0.78

Tabla 7.45: Aplicación de criterio de aceptación para momentos en columnas

$$m = 1.5$$

COL	Ubicación		Mn	≥	superior				inferior			
	Piso				MG + ME	(MG+ME)/m	MG - ME	(MG-ME)/m	MG + ME	(MG+ME)/m	MG - ME	(MG-ME)/m
C2	1	Eje C-1	11.00	SI	2.88	1.92	-1.01	-0.67	0.73	0.48	0.13	0.09
C2	2	Eje C-1	11.00	SI	5.44	3.63	-3.13	-2.09	5.86	3.91	0.83	0.56
C3	1	Eje C-2	14.00	SI	1.85	1.23	-0.09	-0.06	1.74	1.16	0.00	0.00
C1	1	Eje B'-2	17.00	SI	1.79	1.19	-1.23	-0.82	1.38	0.92	-0.04	-0.03
C13	2	Eje E-2	14.00	SI	8.06	5.37	-12.02	-8.01	7.92	5.28	0.67	0.45
C13	3	Eje E-2	14.00	SI	7.61	5.08	-11.59	-7.73	7.89	5.26	0.64	0.43
C13	2	Eje E-2	14.00	SI	2.80	1.87	-5.16	-3.44	3.41	2.27	0.33	0.22
C13	3	Eje E-2	14.00	SI	3.36	2.24	-6.57	-4.38	3.72	2.48	0.63	0.42
C13	2	Eje E-4	14.00	SI	1.34	0.89	-3.63	-2.42	1.73	1.15	0.42	0.28
C13	3	Eje E-4	14.00	SI	1.23	0.82	-3.30	-2.20	1.42	0.95	0.35	0.23
C13	5	Eje E-4	14.00	SI	2.85	1.90	-3.84	-2.56	3.72	2.48	-0.32	-0.21
C13	5	Eje F-4	14.00	SI	3.19	2.13	-6.09	-4.06	7.59	5.06	0.69	0.46
C6	3	Eje D'-7'	8.00	SI	7.95	5.30	-2.84	-1.90	1.51	1.00	-1.11	-0.74
C7	3	Eje X-9	8.00	SI	6.62	4.42	-3.30	-2.20	1.79	1.20	-1.30	-0.87
C7	3	Eje D'-9	8.00	SI	8.79	5.86	-2.87	-1.91	1.59	1.06	-1.62	-1.08
C7	2	Eje X-9	8.00	SI	6.64	4.42	-3.29	-2.19	1.67	1.12	-1.30	-0.87
C7	2	Eje D'-9	8.00	SI	8.21	5.47	-2.80	-1.86	1.61	1.07	-1.49	-0.99
C10	1	Eje D'-10	25.00	SI	-1.69	-1.13	-5.15	-3.43	1.58	1.05	-0.68	-0.45
C10	2	Eje D'-10	25.00	SI	0.59	0.39	-12.58	-8.39	19.26	12.84	9.63	6.42
C10	3	Eje D'-10	25.00	SI	4.24	2.83	-11.30	-7.53	7.68	5.12	1.25	0.84

Tabla 7.46: Aplicación de criterio de aceptación por deformación controlada para cortante en placas

$$C = 1.1$$

Acción por deformación controlada: Momento (ton-m)

PLACA	Ubicación		superior				inferior			
			MCE	≥	M _G + M _E	M _G - M _E	MCE	≥	M _G + M _E	M _G - M _E
Placs2	1	Eje 7'	414.00	SI	52.25	-41.25	414.00	SI	50.73	-40.57
Placs2	2	Eje 7'	414.00	SI	123.83	-93.09	414.00	SI	51.15	-86.35
Placs2	3	Eje 7'	414.00	SI	302.91	-266.45	414.00	SI	31.87	-56.13
Placs2	4	Eje 7'	414.00	SI	321.27	-336.97	414.00	SI	337.05	-325.81
Placs2	5	Eje 7'	414.00	SI	70.16	-72.40	414.00	SI	321.21	-337.03
P1	1	Eje B'	138.00	SI	0.83	-0.98	138.00	SI	0.87	-0.83
P1	2	Eje B'	138.00	SI	2.97	-2.88	138.00	SI	2.99	-3.04
P1	3	Eje B'	138.00	SI	2.17	-1.53	138.00	SI	0.86	-1.56
P1	4	Eje B'	138.00	SI	0.00	0.00	138.00	SI	3.18	-3.47
Placs1	1	Eje E	571.00	SI	1.06	-0.73	571.00	SI	1.80	-1.61
Placs1	2	Eje E	571.00	SI	0.48	-0.42	571.00	SI	0.51	-0.57
Placs1	3	Eje E	571.00	SI	2.12	-1.73	571.00	SI	0.65	-0.85
Placs1	4	Eje E	571.00	SI	2.79	-2.97	571.00	SI	1.93	-1.71
Placs1	5	Eje E	571.00	SI	4.60	-3.89	571.00	SI	3.07	-3.25
Placs1	6	Eje E	571.00	SI	0.00	0.00	571.00	SI	2.65	-4.90

Tabla 7.47: Aplicación de criterio de aceptación para corte en tabique de albañilería

Albañilería	Ubicación	Piso	L(cm)	V _{CE} (Ton)	≥	V _{UD}
m1	Eje 1 (B'-C)	3	290.00	16.43	NO	16.56
m2	Eje 2 (B'-C)	2	290.00	16.43	SI	11.28
m3	Eje 2 (B'-C)	3	290.00	16.43	NO	45.19
m4	Eje 2 (C-D)	3	312.00	17.68	NO	41.73
m5	Eje 2'(C-D)	1	520.00	29.47	SI	4.62
m6	Eje 5 (B-C)	1	400.00	22.67	SI	12.4
m7	Eje 5 (B-C)	2	400.00	22.67	SI	8.17
m8	Eje 5 (B-C)	3	400.00	22.67	SI	8.32
m9	Eje 5 (C-X)	1	245.00	13.88	NO	15.13
m9.1	Eje 5 (C-X)	2	155.00	8.78	NO	31.6
m10	Eje 5 (X-D')	1	340.00	19.27	SI	14.17
m11	Eje 5 (X-D')	2	228.00	12.92	NO	22.18
m12	Eje 5 (X-D')	3	340.00	19.27	SI	9
m13	Eje Y (E-F)	Casa máq.	210.00	11.90	NO	23.49
m14	Eje 7 (B-C)	1	400.00	22.67	SI	18.31
m14.1	Eje 7 (C-X)	1	160.00	9.07	NO	20.02
m15	Eje 7 (B-C)	2	400.00	22.67	SI	5.61
m16	Eje 7 (B-C)	3	400.00	22.67	SI	3.17
m17	Eje 9 (B-C)	1	400.00	22.67	SI	6.32
m18	Eje 9 (B-C)	2	400.00	22.67	SI	4.46
m19	Eje 9 (B-C)	3	400.00	22.67	SI	4.56
m20	Eje 10 (B-C)	1	400.00	22.67	SI	10.39
m21	Eje 10 (B-C)	2	400.00	22.67	SI	4.86
m22	Eje 10 (B-C)	3	400.00	22.67	SI	5.49
m23	Eje 11(B'-C)	1	180.00	10.20	NO	11.76
m24	Eje 11(B'-C)	2	180.00	10.20	NO	12.129
m25	Eje 11(B'-C)	3	180.00	10.20	NO	11.26
m26	Eje B(11-11')	1	220.00	12.47	NO	19.28
m27	Eje B(11-11')	2	220.00	12.47	NO	24.09
m28	Eje B(11-11')	3	220.00	12.47	NO	20.32
m29	Eje B(11-11')	4	220.00	12.47	NO	30.16
m30	Eje B'(11-11')	1	180.00	10.20	NO	12.59
m31	Eje B'(11-11')	2	180.00	10.20	SI	6
m32	Eje B'(11-11')	3	180.00	10.20	SI	7.59
m33	Eje C(2-5)	2	275.00	15.58	NO	18.07
m34	Eje C(2-5)	3	275.00	15.58	NO	20.61
m35	Eje C(5-7)	2	275.00	15.58	NO	22.27
m36	Eje C(5-7)	3	275.00	15.58	NO	19.62
m37	Eje C(7-9)	1	275.00	15.58	NO	25.48
m38	Eje C(7-9)	2	275.00	15.58	NO	20.92
m39	Eje C(7-9)	3	275.00	15.58	NO	19.47
m40	Eje C(9-10)	1	275.00	15.58	NO	29.03
m41	Eje C(9-10)	2	275.00	15.58	NO	19.85
m42	Eje C(9-10)	3	275.00	15.58	NO	18.32
m43	Eje C(10-11)	1	275.00	15.58	NO	27.54
m44	Eje C(10-11)	2	275.00	15.58	NO	18.48
m45	Eje C(10-11)	3	275.00	15.58	NO	17.14
m46	Eje C'(10-11)	1	390.00	22.10	SI	14.8
m47	Eje C'(10-11)	2	390.00	22.10	SI	7.5
m48	Eje X(10-11)	3	440.00	24.93	SI	4.6
m49	EjeD(11-12)	1	270.00	15.30	SI	12.98
m50	EjeD(11-12)	2	270.00	15.30	SI	3.25
m51	EjeD (1-2)	1	170.00	9.63	NO	14.44

Albañilería	Ubicación	Piso	L(cm)	V _{CE} (Ton)	≥	V _{UD}
m52	EjeD (1-2)	2	170.00	9.63	NO	11.15
m53	EjeD (1-2)	3	170.00	9.63	NO	11.41
m54	EjeD' (5-7')	1	440.00	24.93	SI	10.51
m55	EjeD' (5-7')	2	350.00	19.83	SI	8.79
m56	Eje F(10-11)	2	350.00	19.83	NO	62.6
m57	Eje F(11-12)	1	380.00	21.53	SI	10.21
m58	Eje F(11-12)	2	380.00	21.53	SI	11.65
m59	Eje F(11-12)	3	380.00	21.53	SI	1.66
m60	Eje F(11-12)	4	380.00	21.53	SI	6.65

Vcdn:906: <Cr rlecek>p'f g'etkgtkq'r ctc'eqt'g'gp'xki cu'f g'eqpuwnqtkqu'C

Xki c	Wllecck>p	Xp	≥	Ks0'ecuq'3+ XI "- "XFE"	Ks0'ecuq'4+ XI "/"XFE"	Fgt0'ecuq3+ XI "- "XFE"	Fgt0'ecuq3+ XI "/"XFE"
X323	'Glg'3'%'tco q'D/E+	49027	UK	/: 08:	/: 046	/50 4	/50 9
X423	Glg'3'%'tco q'D/E+	49027	UK	/: 042	/: 047	/50 4	/50 9
X323	Glg'3'%'tco q'E/F+	49027	UK	/: 054	/: 0 6	305	3042
X423	Glg'3'%'tco q'E/F+	49027	UK	/80 6	/9069	3082	3029
X523	Glg'3'%'tco q'E/F+	49027	UK	/6083	/6083	/3086	/3086
X324	'Glg'4'%'tco q'D/E+	46088	UK	/908:	/908:	/4022	/4022
X324	'Glg'4'%'tco q'E/F+	46088	UK	/9096	/9096	5042	5042
X324	'Glg'4'%'tco q'F/G+	49027	UK	/3306	/32064	/3052	2024
X326	'Glg'7'%'tco q'F)G+	49027	UK	/9094	/8068	/50 7	/407;
X426	'Glg'7'%'tco q'F)G+	49027	UK	/9088	/805;	/50:	/4074
X328	'Glg'9'%'tco q'F)G+	49027	UK	/43087	/43044	/3; 0 3	/3; 05:
X428	'Glg'9'%'tco q'F)G+	49027	UK	/3; 0 7	/3; 075	/3; 08:	/3907
X528	'Glg'9'%'tco q'F)G+	49027	UK	/3; 059	/390 6	/39023	/3807:
X329	'Glg'; '%tco q'F)G+	49027	UK	/38046	/370 4	/34046	/330 5
X429	'Glg'; '%tco q'F)G+	49027	UK	/36082	/36082	/32083	/32083
X529	'Glg'; '%tco q'F)G+	49027	UK	/34066	/3508:	/; 044	/; 0 8
X32:	'Glg'32'%'tco q'E'/F)	48048	UK	/36096	/3702:	2056	2022
X42:	'Glg'32'%'tco q'E'/F)	48048	UK	/3608;	/37025	3074	308:
X52:	'Glg'32'%'tco q'E'/F)	48048	UK	/34085	/340 9	/2086	/206:
X32:	'Glg'32'%'tco q'F)H+	48048	UK	20 3	4087	: 05	32069
X42:	'Glg'32'%'tco q'F)H+	48048	UK	/90 4	/808:	5082	7056
X52:	'Glg'32'%'tco q'F)H+	48048	UK	/906:	/7096	4027	50:
X534	Glg'D'%'tco q'7/9+	3; 02;	UK	/5049	/5082	2089	2056
X534	Glg'D'%'tco q'9/; +	45029	UK	/6022	/6022	2069	2069
X337	Glg'E'%'tco q'3/4+	49027	UK	/702;	/7054	/408;	/4064
X337	Glg'E'%'tco q'"7/9+	49027	UK	/8078	/8078	208:	208:
X338	Glg'Z'%'tco q'"7/9+	49027	UK	/80 8	/9082	3029	20 6
X438	Glg'Z'%'tco q'"7/9+	49027	UK	/3206;	/3206;	606;	606;
X33;	Glg'F'%'tco q'; /32+	49027	UK	/: 064	/90 8	/50 4	/5069
X43;	Glg'F'%'tco q'; /32+	49027	UK	/: 07;	/: 086	/602;	/5085
X53;	Glg'F'%'tco q'; /32+	49027	UK	/9076	/902:	/6046	/50:
X342	Glg'G'%'tco q' /9)+	46088	UK	/370 7	/370 7	/3305	/3305

Viga	Ubicación	Vn	≥	Izq.(caso 1) VG + VDC	Izq. (caso 2) VG - VDC	Der.(caso1) VG + VDC	Der. (caso1) VG - VDC
V320	Eje E (tramo Y-7')	24.66	SI	-13.26	-13.26	-9.04	-9.04
V322	Eje F (tramo 9-10)	23.07	SI	-1.53	-0.72	0.45	1.27

Tabla 7.49: Aplicación de criterio de aceptación para corte en columnas de consultorio A

Columna	Piso	Ubicación				
			Vn=Vc+Vs	≥	V _{UF} =VG+VE/C	V _{UF} =VG-VE/C
C13	2	2-E	14.42	SI	7.91	-5.09
C13	3	2-E	17.31	SI	7.75	-4.95
C6	3	7'-D'	11.34	SI	1.88	-5.32
C7	1	9-X	11.34	SI	4.27	-2.84
C7	2	9-X	11.34	SI	2.40	-5.00
C7	3	9-X	11.34	SI	2.35	-5.13
C7	1	9-D'	11.34	SI	-0.85	-9.05
C7	2	9-D'	11.34	SI	1.91	-5.99
C7	3	9-D'	11.34	SI	1.98	-6.42
C5	1	12-C'	11.34	SI	-4.31	4.69
C5	2	12-C'	11.34	SI	4.09	-4.11
C5	3	12-C'	11.34	SI	3.75	-4.05

Nota: Fueron evaluadas aquellas columnas que no cumplieron el nivel 1.

7.3.3 Ductilidad de elementos (Diagrama M – θ)

Tabla 7.50 Ductilidad y M- θ de elementos vigas evaluadas en edificio Consultorios A

Elemento	Ductilidad $\frac{\phi_u}{\phi_y}$	Agrietamiento		1era. cedencia		Rotura	
		Momento (Ton m)	θ (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Moment o (Ton m)	θ (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Momen- to (Ton m)	θ (x 10 ⁻⁴ rad/cm)
Viga 108a (Centro) M+	9.79	3.85	0.05	9.03	0.61	9.51	5.97
Viga 108a (Centro)M-	11.07	3.78	0.05	6.92	0.58	7.38	6.42
Viga 108a (Ext. D') M+	11.7	3.74	0.05	7	0.56	7.44	6.55
Viga 108a (Ext. D') M-	6.17	4.16	0.05	18.44	0.65	18.95	4.01
Viga 108a (Ext. F) M+	12	3.78	0.05	7.01	0.57	7.43	6.84
Viga 108a (Ext. F) M-	9.97	3.9	0.05	10.4	0.6	10.82	5.98
Viga 108b (Centro) M+	7.14	3.91	0.05	13.37	0.65	13.84	4.64
Viga 108b (Centro) M-	10.1	3.68	0.05	6.83	0.58	7.37	5.86
Viga 108b (Ext. C) M+	9.93	3.67	0.05	6.81	0.58	7.39	5.76
Viga 108b (Ext. C) M-	6.31	3.99	0.05	16.17	0.65	16.55	4.1
Viga 108b (Ext. D') M+	11.68	3.68	0.05	7	0.56	7.43	6.54
Viga 108b (Ext. D') M-	6.12	4.1	0.05	18.43	0.65	18.94	3.98
Viga 119a (Centro) M+	8.79	2.20	0.07	5.38	0.77	5.68	6.77
Viga 119a (Centro) M-	8.79	2.20	0.07	5.38	0.77	5.68	6.77
Viga 119a (Ext. 9) M+	9.39	2.2	0.06	5.45	0.75	5.73	7.04
Viga 119a (Ext. 10) M-	7.93	2.26	0.07	7.11	0.8	7.42	6.34
Viga 119a (Ext. 10)	7.85	2.25	0.07	7.08	0.8	7.4	6.28

M+							
Viga 119a (Ext. 10) M-	7.85	2.25	0.07	7.08	0.8	7.4	6.28
Elemento	Ductilidad $\frac{\phi_u}{\phi_y}$	Agrietamiento		lora. cedencia		Rotura	
		Momento (Ton m)	ϕ (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Moment o (Ton m)	ϕ (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Momen- to (Ton m)	ϕ (x 10 ⁻⁴ rad/cm)
Viga 107a (Centro) M-	9.00	2.2	0.07	5.4	0.76	5.69	6.84
Viga 107a (Ext. D') M+	8.29	2.29	0.06	5.31	0.77	5.68	6.38
Viga 107a (Ext. D') M-	6.83	2.37	0.07	7.86	0.82	8.18	5.6
Viga 107a (Centro con 1ø1/2") M+	7.52	2.25	0.07	7.04	0.81	7.35	6.09
Viga 107a (Centro con 1ø1/2") M-	8.86	2.19	0.06	5.4	0.76	5.69	6.73
Viga 107a (Ext. E) M+	7.65	2.27	0.06	5.23	0.78	5.66	5.97
Viga 107a (Ext. E) M-	5.81	2.38	0.07	8.38	0.88	8.77	5.11
Viga 106a (Centro) M+	8.03	2.39	0.07	5.23	0.79	5.66	6.34
Viga 106a (Centro) M-	8.03	2.39	0.07	5.23	0.79	5.66	6.34
Viga 106a (Ext. D') M+	6.75	2.42	0.06	6.8	0.83	7.24	5.60
Viga 106a (Ext. D') M-	6.48	2.45	0.07	7.72	0.83	8.09	5.38
Viga 106a (Ext. Placa E) M+	5.46	2.53	0.07	11.64	0.83	11.79	4.53
Viga 106a (Ext. Placa E) M-	5.46	2.53	0.07	11.64	0.83	11.79	4.53
Viga 208a (Centro) M+	9.21	3.96	0.05	8.88	0.62	9.44	5.71
Viga 208a (Centro) M-	10.25	3.89	0.05	6.8	0.59	7.38	6.05
Viga 208a (Ext. D') M+	9.22	3.84	0.05	6.74	0.59	7.44	5.44

Viga 208a (Ext. D') M-	5.66	4.21	0.05	17.75	0.67	18.2	3.79
Elemento	Ductilidad $\frac{\phi_u}{\phi_y}$	Agrietamiento		1era. cedencia		Rotura	
		Momento (Ton m)	ϕ (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Moment o (Ton m)	ϕ (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Momen- to (Ton m)	ϕ (x 10 ⁻⁴ rad/cm)
Viga 208a (Ext. F) M+	9.48	3.88	0.05	6.71	0.6	7.4	5.69
Viga 208a (Ext.F) M-	8.32	3.98	0.05	9.95	0.63	10.51	5.24
Viga 208b (Centro) M+	7.84	4.12	0.05	13.57	0.63	14.05	4.94
Viga 208b (Centro) M-	11.07	3.88	0.05	6.93	0.57	7.43	6.31
Viga 208b (Ext. C) M+	11.91	3.87	0.05	7	0.56	7.46	6.67
Viga 208b (Ext. C) M-	7.29	4.22	0.05	16.69	0.62	17.06	4.52
Viga 208b (Ext. D) M+	9.44	3.85	0.05	6.77	0.59	7.44	5.57
Viga 208b (Ext. D) M-	5.73	4.22	0.05	17.85	0.67	18.3	3.84
Viga 219a (Centro) M+	12.21	3.66	0.05	7.01	0.57	7.39	6.96
Viga 219a (Centro) M-	12.21	3.66	0.05	7.01	0.57	7.39	6.96
Viga 219a (Ext. 9) M+	10.12	3.63	0.05	6.80	0.59	7.33	5.97
Viga 219a (Ext. 9) M-	9.02	3.7	0.05	8.80	0.62	9.40	5.59
Viga 219a (Ext. 10) M+	8.84	3.69	0.05	8.88	0.62	9.41	5.48
Viga 219a (Ext. 10) M-	8.84	3.69	0.05	8.88	0.62	9.41	5.48
Viga 207a (Centro) M+	8.38	2.41	0.07	5.28	0.78	5.68	6.54
Viga 207a (Centro) M-	8.38	2.41	0.07	5.28	0.78	5.68	6.54
Viga 207a (Ext. D') M+	7.63	2.39	0.06	5.2	0.79	5.67	6.03
Viga 207a	6.74	2.44	0.07	6.77	0.84	7.2	5.66

(Ext. D') M-							
Elemento	Ductilidad $\frac{\phi_u}{\phi_y}$	Agrietamiento		1era. cedencia		Rotura	
		Momento (Ton m)	\emptyset (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Momento (Ton m)	\emptyset (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Momento (Ton m)	\emptyset (x 10 ⁻⁴ rad/cm)
(Ext. E) M+							
Viga 207a (Ext. E) M-	5.94	2.49	0.07	8.35	0.87	8.77	5.17
Viga 207a (Centro con 1ø1/2") M+	7.21	2.45	0.07	6.88	0.82	7.27	5.91
Viga 207a (Centro con 1ø1/2") M-	8.14	2.40	0.06	5.28	0.78	5.69	6.35
Viga 207a (Centro con 1ø5/8") M+	6.8	2.48	0.07	7.81	0.82	8.15	5.58
Viga 207a (Centro con 1ø5/8") M-	8.03	2.39	0.06	5.27	0.78	5.70	6.26
Viga 206a (Centro) M+	7.62	2.34	0.07	5.18	0.80	5.62	6.10
Viga 206a (Centro) M-	7.62	2.34	0.07	5.18	0.80	5.62	6.10
Viga 206a (Ext. D') M+	6.4	2.37	0.06	6.72	0.84	7.18	5.38
Viga 206a (Ext. D') M-	6.17	2.4	0.07	7.64	0.84	8.01	5.18
Viga 206a (Ext. E) M+	5.29	2.47	0.07	11.55	0.83	11.69	4.39
Viga 206a (Ext. E) M-	5.29	2.47	0.07	11.55	0.83	11.69	4.39
Viga 308a (Centro) M+	9.92	3.82	0.05	9.08	0.59	9.48	5.86
Viga 308a (Centro) M-	11.17	3.76	0.05	6.88	0.58	7.35	6.48
Viga 308a (Ext. D') M+	9.22	3.70	0.05	6.74	0.59	7.39	5.44
Viga 308a (Ext. D') M-	5.46	4.07	0.05	17.77	0.68	18.20	3.71
Viga 308a	10.29	3.74	0.05	6.83	0.59	7.37	6.07

(Ext. F) M+							
Viga 308 ^a	8.81	3.85	0.05	10.14	0.62	10.61	5.46
Elemento	Ductilidad $\frac{\phi_u}{\phi_y}$	Agrietamiento		1era. cedencia		Rotura	
		Momento (Ton m)	\emptyset (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Momento (Ton m)	\emptyset (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Momento (Ton m)	\emptyset (x 10 ⁻⁴ rad/cm)
(Ext. F) M-							
Viga 308b (Centro) M+	8.19	4.06	0.05	13.74	0.62	14.22	5.68
Viga 308b (Centro) M-	11.98	3.81	0.05	7.02	0.56	7.44	6.71
Viga 308b (Ext. C) M+	9.49	3.78	0.05	6.77	0.59	7.41	5.60
Viga 308b (Ext. C) M-	6.31	4.09	0.05	16.07	0.65	16.45	4.10
Viga 308b (Ext. D') M+	10.46	3.78	0.05	6.87	0.57	7.42	5.96
Viga 308b (Ext. D') M-	5.91	4.17	0.05	18.12	0.66	18.58	3.90
Viga 319a (Centro) M+	9.37	2.47	0.07	5.4	0.76	5.74	7.12
Viga 319a (Centro) M-	9.37	2.47	0.07	5.4	0.76	5.74	7.12
Viga 319a (Ext. 9) M+	9.41	2.47	0.06	5.42	0.75	5.76	7.06
Viga 319a (Ext. 9) M-	8.20	2.52	0.07	7.07	0.79	7.43	6.48
Viga 319a (Ext. 10) M+	8.45	2.52	0.07	7.12	0.78	7.46	6.59
Viga 319a (Ext. 10) M-	8.45	2.52	0.07	7.12	0.78	7.46	6.59
Viga 307a (Centro) M+	6.33	2.37	0.07	6.68	0.85	7.11	5.38
Viga 307a (Centro) M-	7.06	2.32	0.06	5.13	0.81	5.63	5.72
Viga 307a (Ext. D') M+	7.33	2.33	0.07	5.13	0.81	5.61	2.94
Viga 307a (Ext. D') M-	7.33	2.33	0.07	5.13	0.81	5.61	2.94
Viga 307a (Ext. E)	7.04	2.31	0.06	5.14	0.80	5.65	5.63

M+							
Viga 307a (Ext. E)M-	5.54	2.41	0.07	8.22	0.89	8.64	4.93
Elemento	Ductilidad $\frac{\phi_u}{\phi_y}$	Agrietamiento		1era. cedencia		Rotura	
		Momento (Ton m)	\emptyset (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Moment o (Ton m)	\emptyset (x 10 ⁻⁴ rad/cm)	Momen- to (Ton m)	\emptyset (x 10 ⁻⁴ rad/cm)
Viga 306a (Centro) M+	8.29	2.51	0.07	5.25	0.78	5.69	6.47
Viga 306a (Centro) M-	8.29	2.51	0.07	5.25	0.78	5.69	6.47
Viga 306a (Ext. D') M+	6.96	2.54	0.06	6.81	0.82	7.28	5.71
Viga 306a (Ext. D') M-	6.71	2.57	0.07	7.74	0.82	8.13	5.50
Viga 306a (Ext. E) M+	5.62	2.65	0.07	11.66	0.82	11.84	4.61
Viga 306a (Ext. E) M-	5.62	2.65	0.07	11.66	0.82	11.84	4.61

7.3.4 Gráficas de esfuerzos cortantes en tabiques de albañería

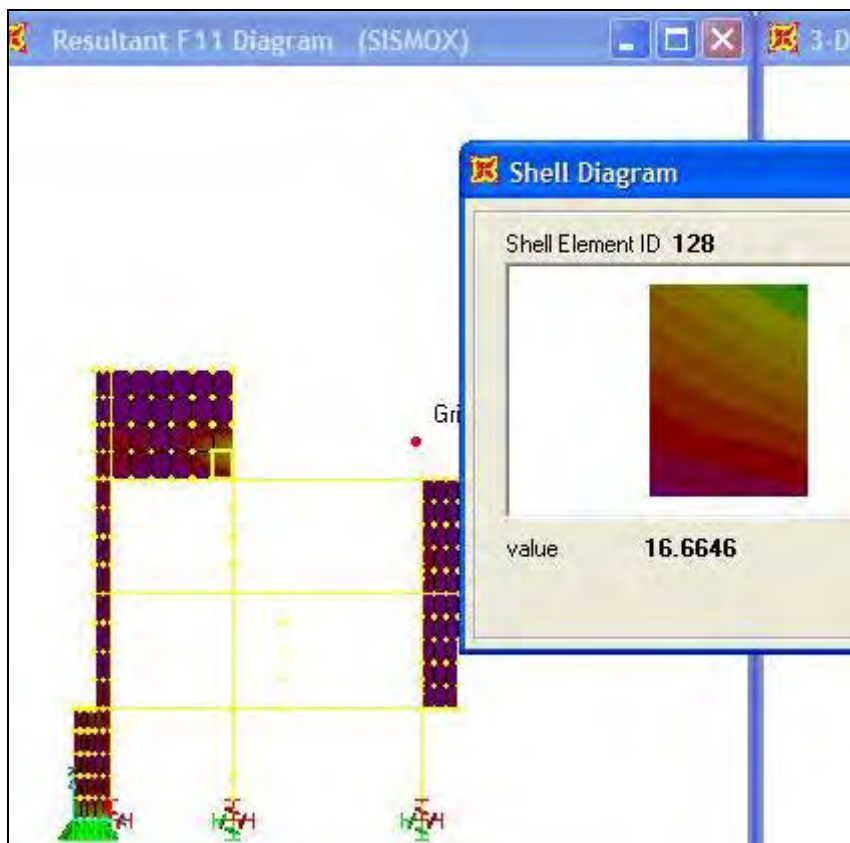


Tabla 7.17. Esfuerzos cortantes críticos en muro de albañilería m1

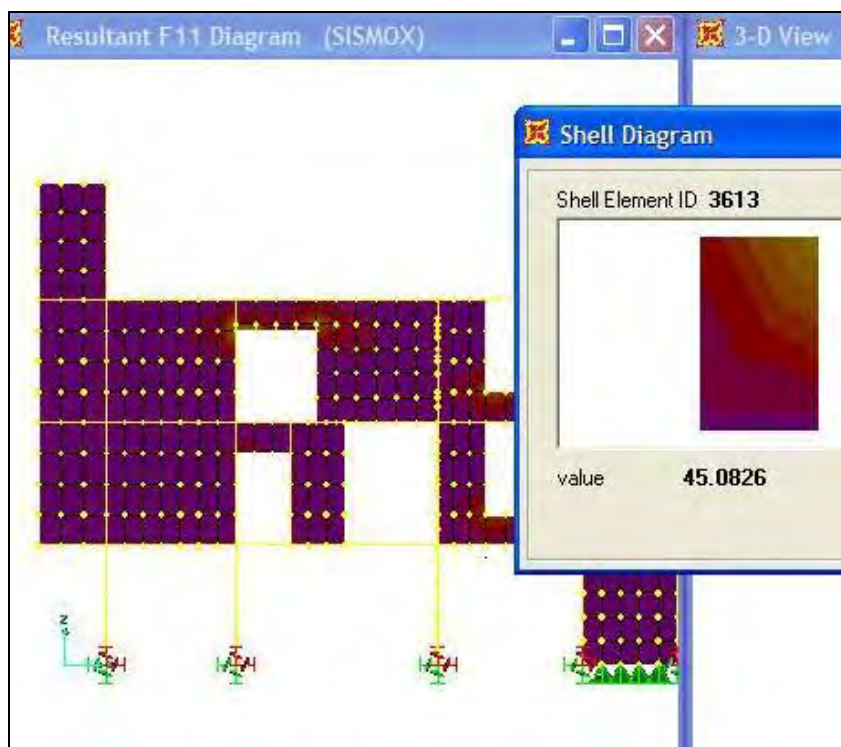


Tabla 7.18. Esfuerzos cortantes críticos en muro de albañilería m3

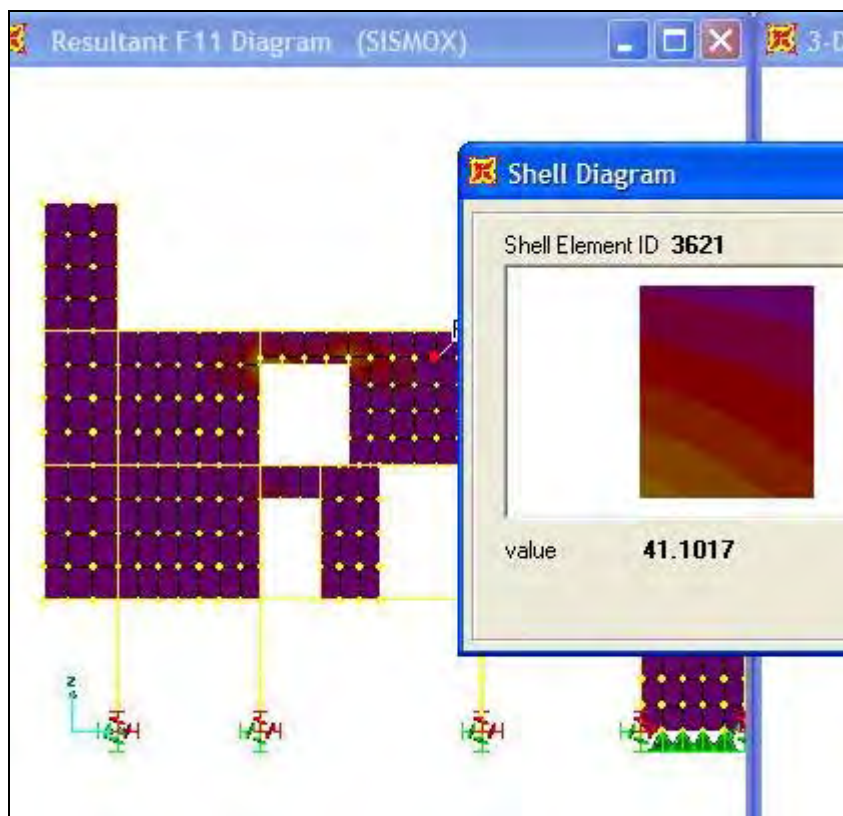


Tabla 7.19. Esfuerzos cortantes críticos en muro de albañilería m4

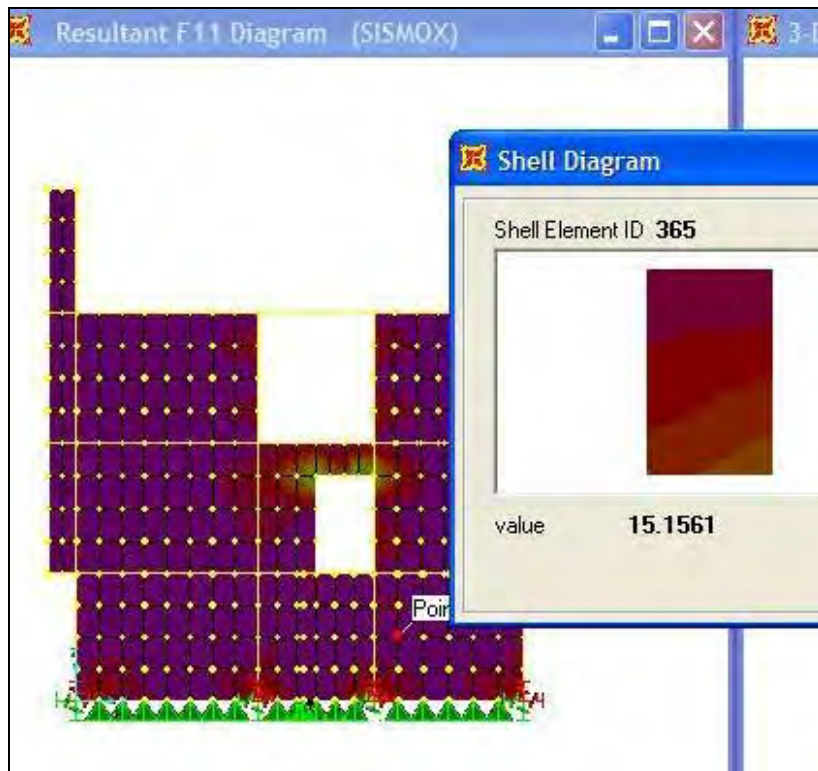


Tabla 7.20. Esfuerzos cortantes críticos en muro de albañilería m9

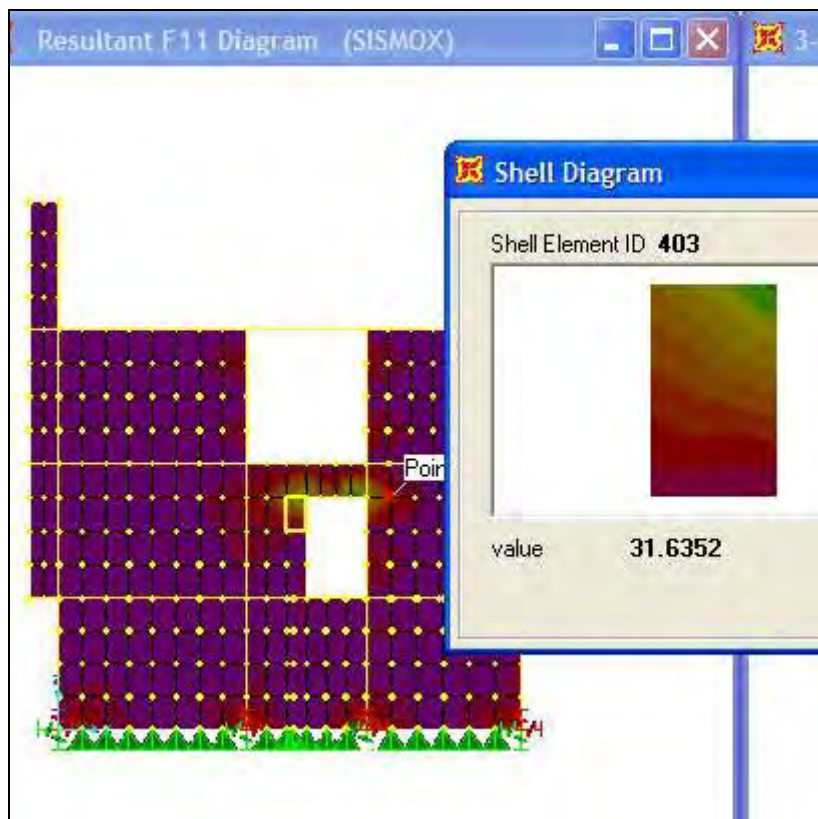


Tabla 7.21. Esfuerzos cortantes críticos en muro de albañilería m9.1

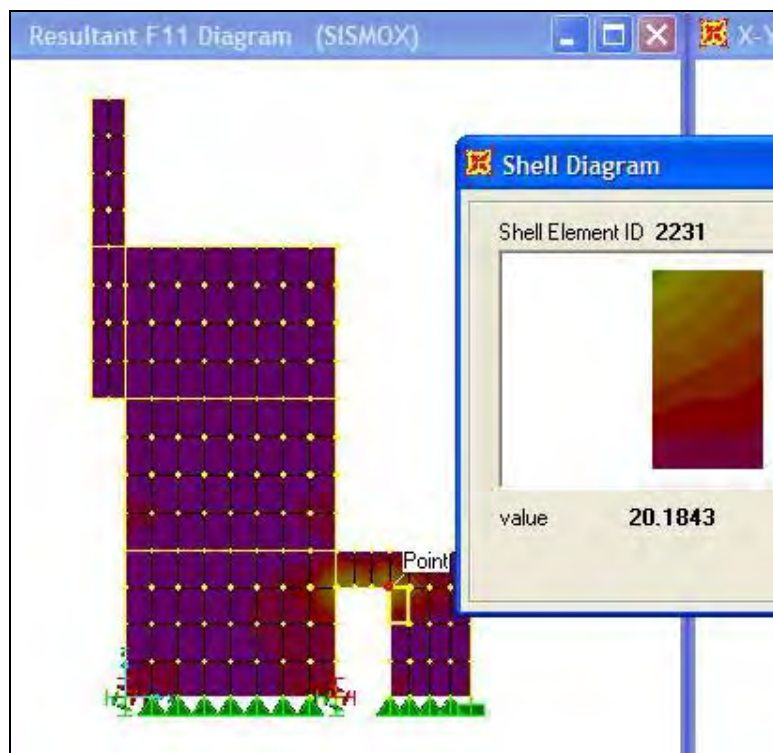


Tabla 7.22. Esfuerzos cortantes críticos en muro de albañilería m14.1

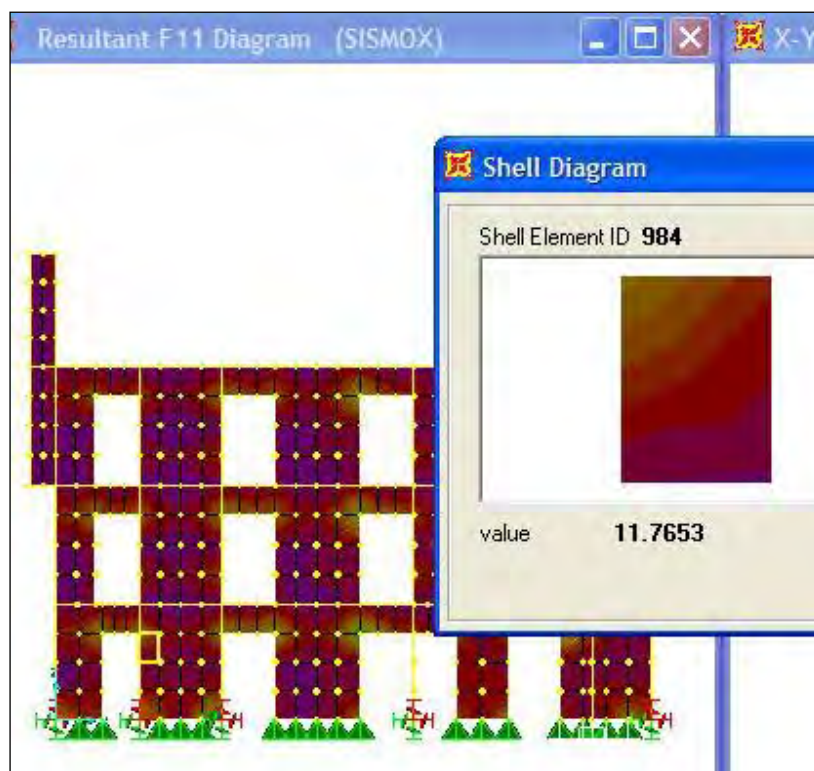


Tabla 7.23. Esfuerzos cortantes críticos en muro de albañilería m23

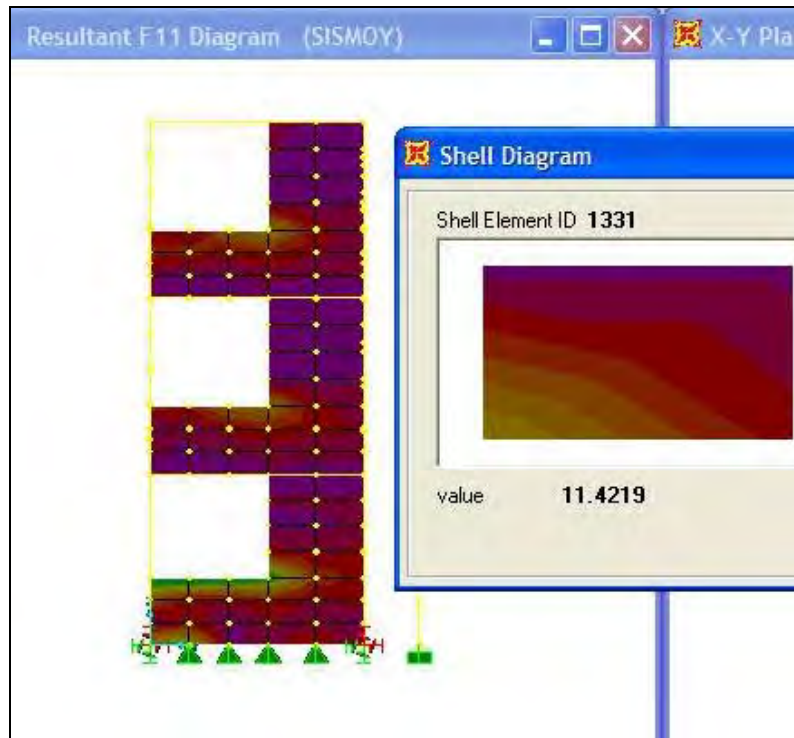


Tabla 7.24. Esfuerzos cortantes críticos en muro de albañilería 53

7.3.5 Sismo de evaluación

Siguiendo el método presentado estamos trabajando con un sismo máximo esperado de diseño MCE par aun período de retorno de 475 años. Este sismo tiene una aceleración máxima en la superficie de $a_{\text{máx}} = 0.46g = 542 \text{ cm/seg}^2$ (Según R. M. Curie - Ref. 38)

Con las relaciones siguientes presentadas en sismología teniendo en cuenta el valor R que es la distancia entre el foco o hipocentro al sitio y el valor de $a_{\text{máx}}$

$$a_{\text{máx}} = 68.7e^{0.8M_s} \cdot (R+25)^{-1} \quad \text{y} \quad a_{\text{máx}} = 5829e^{0.8M} \cdot (R+40)^{-2}$$

Piura: Latitud:-5.18333 Longitud:-80.6 Altitud: 49

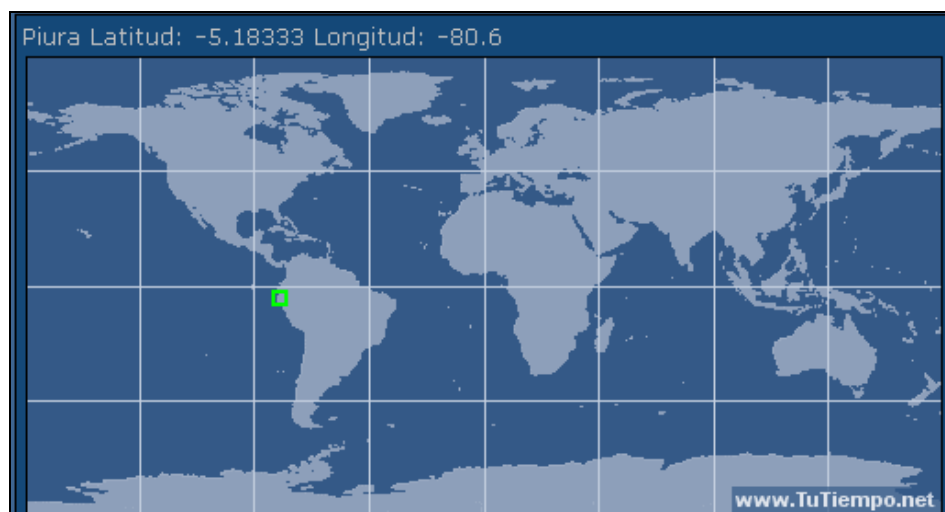


Figura 7.25: Coordenadas geográficas de Piura y su ubicación en el mundo-

Con éstas coordenadas geográficas puedo hallar la distancia recta (D) entre Piura (sitio) y el epicentro y con ésta distancia puedo hallar R.

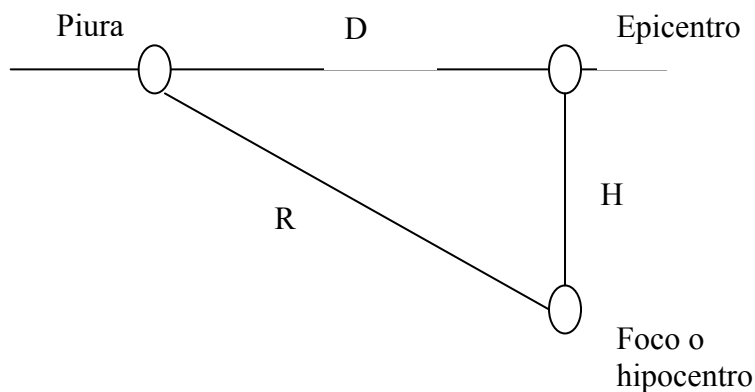


Figura 7.26: Gráfica de Epicentro, Hipocentro y sitio en un sismo

Para trabajar con un R, se consideran tres hipótesis del registro de tres sismos sentidos en Piura recientemente.

Sismo 1: M = 3.9 **Latitud:-5.67 Longitud:-80.75 Profundidad: 26 Km**

Distancia epicentro – Piura = 57.01 Km

Distancia R (Hipocentro – Piura) = 62.66 Km



Figura 7.27:
 Sismo 1: M =
 3.9 **Latitud:-
 5.67
 Longitud:-
 80.75
 Profundidad:
 26 Km**

Sismo 2: M = 4.4 **Latitud:-4.95 Longitud:-80.18 Profundidad: 43 Km**

Distancia epicentro – Piura = 53.14 Km

Distancia R (Hipocentro – Piura) = 68.36Km



Figura 7.28:
 Sismo 2: M = 4.4
Latitud:-4.95
Longitud:-80.18
Profundidad: 43 Km

Sismo 3: M= 5.2 **Latitud:**-4.60 **Longitud:**-79.66 **Profundidad:** 86 Km
 Distancia epicentro – Piura = 122.61 Km
 Distancia R (Hipocentro – Piura) = 149.76 Km



Figura 7.29:
 Sismo 3: M= 5.2 **Latitud:**-4.60
Longitud:-79.66
Profundidad: 86 Km

$$a_{\text{máx}} = 68.7e^{0.8M_s} \cdot (R+25)^{-1}$$

$$R = 62.66 \text{ Km} \quad 542 = 68.7e^{0.8M_s} \cdot (62.66+25)^{-1} \quad 691.5825 = e^{0.8M_s}$$

$$R = 68.36 \text{ Km} \quad 542 = 68.7e^{0.8M_s} \cdot (68.36+25)^{-1} \quad 736.552 = e^{0.8M_s}$$

$$R = 149.8 \text{ Km} \quad 542 = 68.7e^{0.8M_s} \cdot (149.76+25)^{-1} \quad 1378.747 = e^{0.8M_s}$$

$$6.54 = 0.8M_s \quad M_s = 8.174$$

$$6.6 = 0.8M_s \quad M_s = 8.252$$

$$7.23 = 0.8M_s \quad M_s = 9.036$$

$$a_{\max} = 5829e^{0.8M} \cdot (R+40)^{-2}$$

$$R = 62.66 \text{ Km} \quad 542 = 5829e^{0.8M} \cdot (62.66+40)^{-2} \quad 979.9587 = e^{0.8M}$$

$$R = 68.36 \text{ Km} \quad 542 = 5829e^{0.8M} \cdot (68.36+40)^{-2} \quad 1091.8 = e^{0.8M}$$

$$R = 149.76 \text{ Km} \quad 542 = 5829e^{0.8M} \cdot (149.76+40)^{-2} \quad 3348.225 = e^{0.8M}$$

$$6.887 = 0.8M \quad M = 8.6094$$

$$6.996 = 0.8M \quad M = 8.745$$

$$8.116 = 0.8M \quad M = 10.145$$

7.3.6 Modelo en planta de edificio Consultorios A

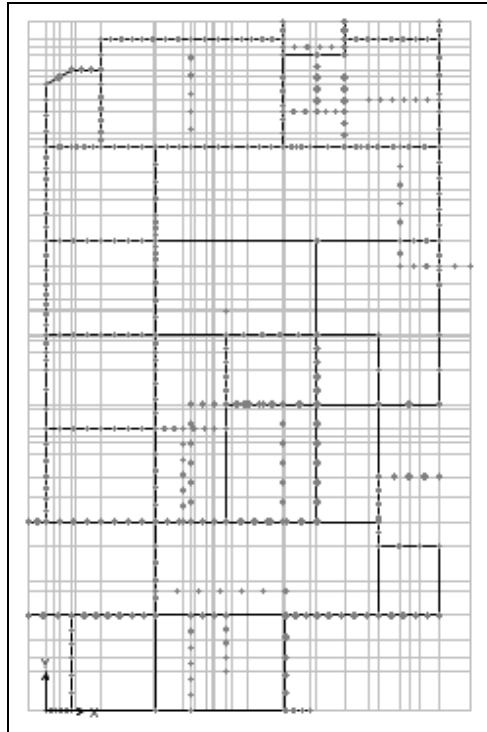


Figura 7.30: Estructuración del edificio Consultorios A modelado en SAP 2000

CAPITULO 8

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA CLINICA SAN MIGUEL

8.1 Metodología de análisis de vulnerabilidad.

8.1.1 Inventario, inspección y evaluación.

Es recomendable que para realizar los estudios de vulnerabilidad no estructural se cuenten ya con los resultados de los estudios de vulnerabilidad estructural, debido a los resultados valiosos que éstos últimos entregan para determinar si los elementos no estructurales son susceptibles a sufrir daños o no. Por ejemplo, los resultados del desplazamiento o aceleración de cada piso a causa de un sismo, obtenidos con el estudio de la vulnerabilidad estructural, me dan una información importante para determinar si existirá un posible desplazamiento o volcamiento en los equipos. Los datos recogidos de la deriva de entrepiso me ayudarán a determinar si los tabiques, falsos cielos rasos, vidrios, etc. pueden o no sufrir daños.

Lo primero a realizar será una inspección sistemática y completa de la instalación a evaluar para hallar las amenazas existentes en el edificio. Es necesario agrupar los elementos no estructurales en tres niveles de riesgos distintos y diferenciados como son:

1. Riesgo para la vida.
2. Riesgo de pérdida de bienes muebles o pérdida de propiedad.
3. Riesgo de pérdida funcional.

Aquellos elementos no estructurales que representan riesgo para la vida serán aquellos que su falla o deterioro irá en detrimento de la salud de alguno de los pacientes del hospital o clínica. Por mencionar un caso, durante el sismo de San Fernando (1971) la pérdida del generador de emergencia dejó 3 muertos en el Hospital Olive View debido a la falla del equipo de respiración de emergencia (Ref. 41).

Una pérdida funcional podría ser el de un tanque de oxígeno, ya que sino está correctamente asegurado podría caerse y quedar fuera del servicio que está prestando. En este caso también representaría riesgo para la vida, por lo que se saca la conclusión que un elemento puede tener dos o tres de los tipos de riesgos arriba mencionados.

Seguidamente a este paso, se deberá clasificar el riesgo según sea bajo, moderado o alto. Un riesgo alto para la vida podría ser un equipo montado en la pared sobre la cama de un enfermo, que podría caer y causar la muerte del paciente. Todo esto se tabula siguiendo un formato propuesto por FEMA 74 (*Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damages*), en la tabla 8.1.

Tabla 8.1

Formatos con datos de ejemplo

Instalación:..... Intensidad esperada:.....

Prioridad	Elementos no estructurales	Localización	Vulnerabilidad				Costo estimado de intervención		Comentarios
			Cantidad	RV	PP	PF	P. Unit.	Subtotal	
2	Aire acondicionado	Techo	1	A	A	M	\$500	\$500	Colocación sobre un sistema de resortes
1	Cielos rasos suspendidos	Por todos lados	200 m ²	A	A	A	\$20/m ²	\$4000	Sin alambres diagonales
5	Calentador de agua	Cuarto de servicio	1	M	M	M	\$200	\$200	Gases inflamables, tuberías poco flexibles.
4	Estantes	Sitios de almacenamiento	12 metros lineales	A	M	M	\$80	\$960	Baja prioridad, sin anclaje.
6	Divisiones de media altura	Estaciones de trabajo	20 cada 2 m.	M	M	M	\$602	\$1200	Nivel estable
3	Luces fluorescentes suspendidas	Oficinas y vestíbulo	50	A	M	M	\$50	\$2500	Conectores sueltos del techo
							TOTAL		

RV(Seguridad de vida) **PP**(Pérdida de propiedad) **PF**(Pérdida de funcionamiento) **RI**(Requerimiento de ingenieros) **B**(Bajo) **M**(Moderado) **A**(Alto)

8.1.2 Formulario de inventario

Este formato puede utilizarse para cualquier instalación como Sala de Operaciones, Estación de Enfermeras, Cocina, Sala Cuna, Rayos X, Consultorios, Laboratorio clínico, Habitación del paciente, Emergencia, etc. Los elementos no estructurales a evaluar pueden ser tomados de la tabla 8.2.

Tabla 8.2

Elementos no estructurales a considerar en la evaluación de vulnerabilidad

Arquitectónicos	Equipos y mobiliario	Instalaciones básicas
Divisiones y tabiques Interiores Fachadas Cielos falsos Elementos de cubierta Chimeneas Vidrios Techos Antenas	Equipo médico Equipo industrial Equipo de oficina Mobiliario Contenido Suministros Archivos Clínicos Esterilizadores de farmacia	Gases médicos Gas industrial Electricidad Telecomunicaciones Vacío Agua potable Agua industrial Aire acondicionado Vapor

Arquitectónicos	Equipos y mobiliario	Instalaciones básicas
Cornisas Apéndices(letreros) Terrazas		Tuberías en general

8.1.3 Elementos arquitectónicos

Muros no estructurales: Se definen como muros no estructurales a las paredes de albañilería, u otro material que sirva con fines divisorios de espacios, que soportan su propio peso y tienen una capacidad muy limitada para soportar fuerzas laterales, así como para absorber deformaciones significativas.

En estos muros la falla ocurre por agrietamiento y desplazamiento lateral a lo largo de las grietas. Las grietas pequeñas, debidas al leve movimiento de la estructura portante, por lo general no son críticas aunque inducen a desprendimientos del recubrimiento (pañetes, revoques, cerámica), lo cual podría eventualmente interferir con el funcionamiento de la clínica dependiendo del tamaño de los pedazos que se desprendan.

Aunque la albañilería de relleno no reforzada o muros no estructurales, por lo general no forman parte del sistema estructural, estos muros le dan rigidez al edificio hasta el momento en que dichos muros comiencen a fallar por la interacción con la estructura flexible. Si estos muros fallan irregularmente, pueden causar graves concentraciones de esfuerzo sen columnas y vigas que no sep revieron en el diseño y comprometer la estabilidad de la estructura.



Fotografía 8.1: Daño en tabiquería Hospital Nacional "Carlos Alberto Seguin" de Arequipa tras el sismo de Arequipa del 23 Junio 2000. La Oficina del Departamento del Interior de los Estados Unidos USGS, asignó al evento una magnitud $M_w = 8.4$. El Instituto Geofísico del Perú (IGP), reportó la magnitud como $M_s = 7.9$.

Además existen algunos peligros no estructurales que pueden afectar la vida de los ocupantes de una Clínica:

- Muebles con bordes puntiagudos.
- Vidrios que pueden caer en zonas de circulación.
- Objetos que caen de estantes, gabinetes y cielorraso.
- Impacto de objetos que se deslizan o ruedan por el piso.
- Contacto con líquidos corrosivos o peligrosos.
- Incendio.

- Desconexión o fallas en sistemas de soporte de vida.
- Incapacidad para salir o abandonar el lugar.

8.1.4 Metodología de evaluación

La metodología de la evaluación parte del considerar que los elementos no estructurales son sensibles a la deformación si se ven afectados por la deformación de la estructura principal, determinada por la deriva. Cuando no hay interacción directa por deformación entre el elemento no estructural y la estructura, el elemento no estructural es considerado como sensible a la aceleración, como es el caso de un equipo mecánico en algún piso del edificio, ya que a medida que se ubique en pisos más altos, debido al comportamiento y el desplazamiento estructural, mayor será la aceleración y por tanto mayor será la fuerza a la que se verá sometido ante la vibración sísmica.

Algunos daños presentados en sismos pasados se describen a continuación:

- Volcamiento total o parcial de transformadores de alto voltaje y derramamiento de aceite, causando también interrupción del sistema de energía de la zona de emergencia.
- Volcamiento de cilindros de oxígeno y de gases inflamables.
- Volcamiento de estanterías de almacenamiento y rompimiento de los frascos de los gabinetes.
- Desplazamiento de la consola de control de comunicaciones telefónicas, causando una interrupción temporal de las comunicaciones del hospital o clínica.
- Volcamiento del generador de electricidad debido a la corrosión y poca resistencia del anclaje con la fundación.
- Caídas de equipos de laboratorio y rompimiento de instrumentos como microscopios y computadoras.
- Volcamiento de estanterías.

En lo que respecta a los daños producidos en los ascensores, Boroschek (Ref.13) señala algunos como:

- Descarrilamiento de la cabina o del contrapeso y eventual colisión entre ambos.
- Desprendimiento de las masas del contrapeso.
- Deformación excesiva o fractura de los rieles guía.
- Daños en el sistema de anclaje y sujeción a los apoyos de los rieles guía.
- Daños en los elementos de conducción.
- Volcamiento o desplazamiento de equipos en la sala de máquinas.
- Enredo o corte de los cables que viajan por el ducto.
- Desplazamiento de los cables de las poleas.
- Daños al interior de la cabina.
- Daños en la estructura del ducto de circulación.



Fotografía 8.2 Volcamiento de una máquina de tracción. Fuente: R. Boroschek



Fotografía 8.3: Motor y polea en casa de máquinas del ascensor Thyssenkrupp de Clínica. Tanto el motor como la polea se encuentran empernados a una viga metálica y esta apoyada 2 bases de concreto armado. Compare el tamaño de este equipo con el de la persona allí presente.



Fotografía 8.4: Vista de tablero de control en la casa de máquinas del ascensor Thyssenkrupp de Clínica. Sus patas se encuentran empotradas a la losa del piso.

Para el estudio de estos elementos se realiza un inventario de aquellos que son más importantes debido a sus características físicas (dimensiones, peso, forma), su alto costo económico, su importancia por el servicio que presta, etc.

Con el objetivo de determinar las prioridades de intervención, se consideran dos parámetros:

1. La **vulnerabilidad** del elemento o sistema, que se mide en términos de :
 - Características de la aceleración del suelo.
 - Respuesta del edificio a la aceleración y desplazamientos.
 - Tamaño y peso del elemento.
 - Localización del elemento en el edificio.
 - Tipo de sistema resistente a fuerzas laterales del edificio.

Esta vulnerabilidad puede medirse en tres categorías.

Alta vulnerabilidad, si el componente carece de anclajes o este es insuficiente o inapropiado, por lo tanto la probabilidad de daño es mayor.

Mediana vulnerabilidad, si el componente está anclado, pero hay una moderada probabilidad de falla y esta sujeción ante fuerzas sísmicas.

Baja vulnerabilidad, si el componente evaluado está razonablemente bien anclado.

2. Las **consecuencias**, como un estimado del efecto del daño en el elemento y en las personas dependiendo de la localización de éste dentro del edificio y la ocupación que tenga en un determinado servicio. Estas consecuencias podrán ser altas, moderadas o bajas.

Por ello se establece una matriz de prioridades, que se presenta en la tabla 8.3

Tabla 8.3

Matriz de prioridades

Vulnerabilidad	Consecuencias		
	Altas	Medias	Bajas
Alta	1	4	7
Media	2	5	8
Baja	3	6	9

Siendo 1 la prioridad más alta para la intervención posterior; 2, la segunda y así sucesivamente.

Además FEMA 310 posee una lista de verificación para elementos no estructurales, donde clasifica dichos elementos en diferentes rubros para contestar una lista. Esta lista se muestra en la siguiente sección relativa a la aplicación de la vulnerabilidad no estructural.

8.1.5 Análisis del comportamiento

El análisis detallado de la respuesta de los elementos no-estructurales y de los apéndices adheridos a la estructura se realiza generalmente por uno de los siguientes métodos:

- a) Análisis dinámico del conjunto estructura-componentes adheridos.
- b) Análisis de la respuesta del componente a partir del análisis dinámico de la respuesta en el tiempo del nivel en que está ubicado.
- c) Análisis de la respuesta del componente a partir del análisis dinámico de la respuesta máxima (espectral) del nivel en que está ubicado.

El primer tipo de análisis se justifica en el caso de apéndices importantes de la estructura, en razón de su peso y tamaño, tales como chimeneas, tanques, etc. Para los elementos restantes puede ser suficiente con el tercer tipo de análisis. De acuerdo con lo enunciado, a partir de la fuerza de diseño de un piso, obtenida por medio del análisis dinámico de respuesta máxima o del análisis simplificado, puede obtenerse la aceleración del piso:

$$a_i = \frac{f_j}{m_j} \quad (8.1)$$

La cual puede considerarse como la aceleración en la base del componente. Obviamente, debido al aumento de las fuerzas con la altura, la mayor ubicación de los componentes es más desfavorable. Además hay que tener en cuenta que los componentes no-estructurales están sometidos a la aceleración total dada por como la aceleración de respuesta del piso relativa al suelo más la aceleración de éste. En consecuencia, para el diseño del componente no-estructural puede utilizarse la fórmula:

$$a_{ne} = a_j + \max \ddot{u}_s \quad (8.2)$$

Y por tanto, la amplificación de la aceleración con respecto a la base del edificio estaría dada por:

$$M_x = (a_j + \max \ddot{u}_s) / \max \ddot{u}_s \quad (8.3)$$

Debido a que el diseño del elemento compete frecuentemente a profesionales ajenos a variables sísmicas, las Normas ATC-3 recomiendan el uso de la ecuación:

$$M_x = 1 + \frac{h_x}{h_n} \quad (8.4)$$

Donde:

h_x = altura desde la base del edificio al nivel x.

h_n = altura total del edificio.

Por otra parte, se hace necesario considerar la flexibilidad del sistema mismo elemento-soporte. Los componentes adheridos a un nivel determinado pueden considerarse de dos clases, rígidos y flexibles. En el primer caso, el componente responderá con la misma

aceleración del piso a_e que se realiza el anclaje, mientras que en el segundo la repuesta será diferente y, por lo general, mayor que la del piso, en dependencia de la flexibilidad del apoyo y del componente mismo. Este último es el caso de equipos montados sobre base resiliente con fines de aislamiento de vibración y sonido producidos por su funcionamiento.

Existe una ecuación obtenida de la teoría de vibraciones armónicas un poco compleja que arroja valores demasiado altos a lo observado en sismos ya ocurridos, entre los factores que influyen en la naturaleza errática de esta ecuación son:

- a) La consideración de la ductilidad del sistema de soporte del elemento.
- b) La variación del período de la estructura por su ingreso en el campo inelástico.
- c) La naturaleza caótica de las ondas de excitación sísmica.

Por lo antes expuesto las normas ATC-3 recomiendan un valor mínimo de:

$$M_e = 2, \text{ si } 0.6 \leq T_e/T \leq 1.4 \quad (8.5)$$

y de 1 para los demás casos.

Donde:

T_e = Período del elemento.

T = Período de la estructura.

La condición más crítica es cuando el período del elemento y la estructura son semejantes.

Para el cálculo de la fuerza de diseño de los elementos no estructurales es necesario, finalmente, la importancia del elemento dentro de la construcción y la importancia de ésta, con el fin de establecer un comportamiento adecuado a ambas. Los criterios de comportamiento requeridos se clasifican en tres grupos a cada uno de los cuales corresponde un índice de comportamiento P .

Tabla 8.4 Comportamiento de elementos no estructurales

CRITERIO DE COMPORTAMIENTO		
Designación	Nivel de comportamiento	P
S	Superior	1.5
B	Bueno	1.0
D	Deficiente	0.5

De acuerdo con esto, la fuerza de diseño del componente se reduce a la siguiente ecuación en la formulación de las normas ATC-3:

$$f_e = A_v C_e P M_e M_x W_e \quad (8.6)$$

Donde:

A_v = aceleración piso efectiva.

C_e = Coeficiente sísmico de diseño del elemento.

Según el *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations* Edición 2000 (Ref. 15) desarrolla un procedimiento para obtener la fuerza de diseño del componente, utilizado también para evaluación, con el fin de notar la influencia del sismo en dicho elemento.

La fuerza es:

$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) \quad (8.7)$$

$$F_{p(\text{máx})} = 1.6S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p \quad (8.8)$$

$$F_{p(\text{mín})} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p \quad (8.9)$$

Donde:

- F_p = Fuerza sísmica de diseño ubicada en el centro de gravedad del componente.
- S_{DS} = Aceleración espectral de respuesta para el período corto.
- a_p = Factor de amplificación del componente que varía de 1 a 2.5 (Se selecciona un valor apropiado de las Tablas 6.2.2 ó 6.3.2 del Código en Ref. 15).
- I_p = Factor de importancia del componente que es uno de los dos valores siguientes: 1 ó 1.5
- W_p = Peso del componente.
- R_p = Factor de modificación de respuesta del componente que varía de 1 a 1.5 (Se selecciona un valor adecuado de tablas).
- z = Altura en la estructura del punto de fijación del componente.
- h = Altura promedio de la azotea relativo a la elevación del nivel.

La fuerza F_p será aplicada de manera independiente, tanto longitudinal como transversal al elemento. Se usarán combinaciones para los efectos de carga vertical y horizontal. El factor confiabilidad / redundancia (ρ) es permitido ser tomado como 1.

La combinación de los efectos de cargas sísmicas debe ser tomada como sigue:

$$E = \rho F_p \pm 0.2 S_{DS} \cdot D \quad (8.10)$$

Donde:

- E = El efecto de fuerzas sísmicas inducidas horizontal y vertical.
- S_{DS} = Aceleración espectral de respuesta para el período corto.
- D = El efecto de carga muerta.
- ρ = El factor de fiabilidad.
- F_p = El efecto de las fuerzas sísmicas horizontales.

Los japoneses también han desarrollado en su Código de construcción un modo de hallar la fuerza sísmica para los elementos no estructurales (Ref. 57). Los componentes no estructurales deben ser diseñados para resistir la fuerza sísmica de diseño lateral F_H la cual se obtiene de la siguiente manera:

$$F_H = K_H \cdot W \quad (8.11)$$

y

$$K_H = Z I K_1 K_2 K_0 \quad (8.12)$$

Donde:

K_H = Coeficiente de la fuerza sísmica lateral de diseño.

W = Peso del componente no estructural o equipo.

Z = Factor de zona sísmica.

I = Factor de reducción de importancia sísmica. Puede ser 1 ó $2/3$ dependiendo si es un equipo importante o no tanto. Esto depende del criterio del evaluador o diseñador.

K_1 = Factor de amplificación de respuesta del piso del edificio el cual varía de 1 a 3.33. 1 es en el primer piso y 3.33 en el último (azotea)

K_2 = Factor de amplificación de respuesta del elemento o equipo. Este va de 1 a 2.

K_0 = Factor estándar de diseño igual a 0.3.

Además $I K_1 K_2 K_0 \geq 0.6$ en elementos importantes y $I K_1 K_2 K_0 \leq 0.3$ para aquellos que no lo son tanto.

La fuerza sísmica de diseño vertical será:

$$F_V = K_V \cdot W \quad (8.13)$$

Donde $K_V = K_H/2$

Finalmente el Dr. Isiaca del CISMID (Ref. 33) desarrolla un procedimiento para evaluar el volteo en algunos objetos utilizando programas de cómputo y ensayos en mesas vibratorias en pruebas con extensión de frecuencias. Primero es necesario aclarar algunos conceptos como:

Aceleración normalizada: Es aquella amplitud de aceleración “a” necesaria para iniciar el movimiento de rotación del cuerpo, esto es la Fórmula de West:

$$a = \frac{b}{h} g \quad (8.14)$$

Donde b/h es la relación ancho-altura y g es la aceleración de la gravedad.

De los resultados de simulaciones y experimentos, se encontró que los límites inferiores de aceleración normalizada y la velocidad para el volteo del cuerpo no están muy afectados por los parámetros componentes. Sin embargo podemos estimar el criterio de volteo de un cuerpo como sigue: la amplitud de aceleración a_o , la cual es el límite inferior de la aceleración horizontal máxima para el volteo del cuerpo, es aproximadamente igual a la aceleración normalizada.

$$a_o = \frac{B}{H} \cdot g \quad (8.15)$$

Donde B y H son respectivamente el ancho y altura del cuerpo rectangular.

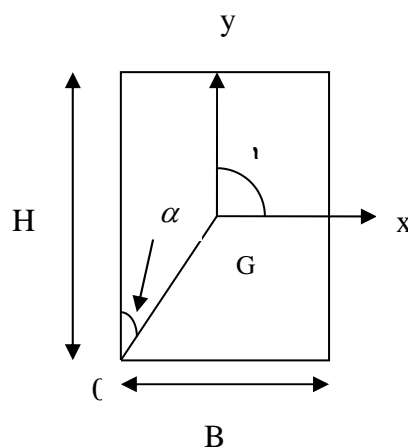
La amplitud de la velocidad v_o , la cual es el límite inferior de la velocidad máxima para el volteo del cuerpo, es aproximadamente 0.4 veces la velocidad normalizada:

$$v_o = 0.4 \sqrt{\left(\frac{2g(i^2 + r^2)(1 - \cos \alpha)}{r} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} \right)} \quad (8.16)$$

Para el caso de cuerpos rectangulares: $v_o = 0.4 \sqrt{\left(\frac{8gr}{3} \cdot \frac{1 - \cos \alpha}{\cos^2 \alpha} \right)}$ (8.17)

si α es pequeño: $v_o = 10 \frac{B}{\sqrt{H}}$ (8.18)

Donde α es el ángulo entre la vertical la línea desde O hasta G del cuerpo en reposo, i es el radio de giro del cuerpo respecto a G y r es la distancia desde O hasta G de la figura siguiente



Usando este criterio de volteo se puede estimar los límites inferiores de las máximas aceleraciones, velocidad y desplazamiento del tamaño de un cuerpo rectangular volteado.

Si la posibilidad de volteo es marcada el cuerpo deberá fijarse a una parte estable del edificio. Dos métodos son considerados para fijar un cuerpo. Uno es fijar la base del cuerpo al piso y otro es fijar la parte superior este a la pared.

8.1.6 Interacción con la estructura

Adicionalmente, los elementos no-estructurales adosados a dos diafragmas sucesivos, tales como muros y paneles divisorios, ventanas, puertas, etc., deben ser diseñados para soportar la deriva del piso en el que se encuentren. Este requisito sobre deformación máxima difiere del referente a la fuerza de diseño mencionada más arriba, por el hecho que aquél norma el diseño del elemento para sus propias fuerzas inerciales y éste se refiere al desplazamiento inducido por el movimiento de los diafragmas al os que se encuentra ligado.

Un límite aceptado para hospitales por el código ATC-3, para deriva de piso, es el de 0.01 veces la altura libre del piso, para el sismo de diseño.

En el caso de la ventanería, por ejemplo, la alta fragilidad del vidrio hace casi obligatoria la aplicación de un aislamiento adecuado. En lo que se refiere a la albañilería unida a la estructura, el aislamiento debe ser considerado con relación a la concepción global del diseño de la estructura.

8.1.7 Intervención y reducción de la vulnerabilidad no estructural

Para lograr una efectiva y eficaz reducción de la vulnerabilidad no estructural se debe realizar un plan de mitigación hospitalaria, en la cual intervengan por lo menos los siguientes profesionales: director del hospital o clínica, administrador, jefe de mantenimiento, jefes de servicios clínicos y de apoyo, profesionales expertos en mitigación.

Una vez identificado un elemento no estructural de amenaza potencial y establecidas u prioridad en términos de pérdidas de vidas, de bienes muebles y/o funcionamiento, deberán adoptarse medidas para educir o eliminar el peligro. A veces basta simplemente con ser creativos y utilizar la imaginación. A continuación se señalan 12 medidas aplicables de mitigación, eficaces en muchos casos:

- | | |
|------------------------------|-------------------------------------|
| 1. Remoción. | 7. Sustitución. |
| 2. Reubicación. | 8. Modificación. |
| 3. Movilización restringida. | 9. Aislamiento. |
| 4. Anclaje. | 10. Refuerzo. |
| 5. Acoples flexibles. | 11. Redundancia. |
| 6. Soportes. | 12. Rápida respuesta y preparación. |

1. La remoción.

Es la alternativa más conveniente de mitigación en muchos casos. Si un material peligroso podría derramarse es mejor almacenarse fuera de los recintos. Otro ejemplo sería el uso de revestimientos muy pesados en piedra o concreto en la fachada del edificio, que podría desprenderse con facilidad durante un sismo. Una solución sería un mejor anclaje o el uso de soportes más fuertes, pero más efectiva sería la remoción y la sustitución.

2. La reubicación

Reduciría el peligro en muchos casos. Por ejemplo, un objeto muy pesado ubicado sobre un estante podría caer y herir gravemente a alguna persona, así como averiarse y causar cuantiosas pérdidas. Si se reubica en un estante a nivel de piso no representaría peligro para las vidas humanas ni para la propiedad.

3. Movilización restringida.

Restringir la movilización de ciertos objetos como los cilindros de gas y generadores de energía eléctrica. No importa si los cilindros se mueven un poco, mientras no se caigan y no se rompan sus válvulas.

4. Anclaje.

Es la medida de mayor aplicación. Es una buena idea asegurar con pernos, amarrar, utilizar cables o evitar que piezas de valor o de tamaño considerable se caigan o se deslicen. Cuanto más pesado sea un objeto, más factible es que se mueva por fuerzas sísmicas. Por ejemplo un calentador de agua se puede amarrar con una cinta metálica tanto en la parte superior como inferior contra un muro firme.

5. Acoples flexibles.

Algunas veces se usan entre edificios y tanques exteriores, entre diferentes partes del mismo edificio separados por juntas de dilatación sísmica. Su utilización se debe a que uno de los objetos se moverá independientemente como respuesta a un sismo.

6. Soportes.

Son apropiados en muchos casos. Por ejemplo, los cielorrasos por lo general están colgados de cables metálicos que resisten sólo las cargas de gravedad. Al someterlos a fuerzas horizontales y de torsión que resultan de un sismo, caen con facilidad.

7. Sustitución.

La sustitución por algo que no represente un peligro sísmico es lo correcto en algunas situaciones. Por ejemplo: un pesado techo de tejan o sólo hace más pesada la cubierta de un edificio, sino que es más susceptible al movimiento sísmico.

8. Modificación.

Algunas veces es posible modificar un objeto que represente un peligro sísmico. Por ejemplo, los movimientos sísmicos retuercen y contorsionan un edificio, el vidrio rígido de las ventanas puede romperse violentamente lanzando afilados pedazos de vidrio contra los ocupantes y transeúntes en la periferia de la clínica. Es posible adquirir rollos de plástico adhesivo transparente, para cubrir las superficies internas y evitar que se rompan y amenacen a los que están dentro.

9. Aislamiento.

Es útil para pequeños objetos sueltos. Por ejemplo, si se colocan paneles laterales en estantes abiertos o puertas con pestillos en los gabinetes, su contenido quedará aislado y probablemente no será arrojado por el ambiente en caso de darse un sismo.

10. Refuerzo.

Se puede reforzar un muro de relleno o una chimenea, sin mayor costo, cubriendo la superficie con una malla de alambre y cementándola.

11. Redundancia.

Tener planes de respuesta ante emergencias es una idea buena. Es posible almacenar cantidades adicionales de ciertos productos e insumos, los cuales darán cierto grado de independencia del suministro externo, que puede verse interrumpido en caso de sismos.

12. Rápida respuesta y preparación.

Se podrían tener a mano en el hospital o clínica piezas de gasfitería, electricidad y otros, junto con las herramientas apropiadas, de manera que si algo se daña pueda ser reparado fácilmente. Durante un sismo se pueden romper las tuberías de agua y el tener a la mano los medios para arreglarla sería una mitigación importante.

8.2. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL

8.2.1 Evaluación de la vulnerabilidad no estructural

Se realizó una evaluación de todos los elementos estructurales de la Clínica San Miguel, entre los cuales aparecen:

Arquitectónicos	Equipos y mobiliario
Divisiones y tabiques Interiores Fachadas Elementos de cubierta Vidrios Techos Antenas Cornisas	Equipo médico Equipo de oficina Mobiliario Contenido Suministros Archivos Clínicos Estanterías de farmacia

Se realizó la evaluación de la vulnerabilidad no estructural utilizando un método cualitativo y se puede observar en la tabla 8.5. En ella se detalla el tipo de equipo, sus características o sus dimensiones, su ubicación según servicio, su grado de vulnerabilidad estimado, las consecuencias de su falla y una prioridad asignada de acuerdo con una matriz. Además se describe el tipo de apoyo, anclaje o sujeción del equipo.

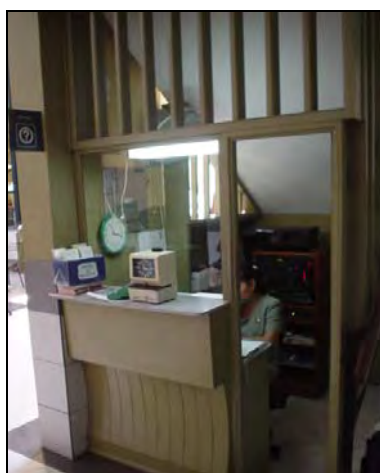
Tabla 8.5 Equipos evaluados en Clínica San Miguel

TIPO DE EQUIPO	UBICACIÓN	DIMENSIÓN	VULNERABILIDAD(V)	CONSECUENCIA (C)	PRIORIDAD	
Componente	Sistema o servicio	Característica A x L x H (cm)	(A,M,B)	(A,M,B)	f (V,C)	Tipo de soporte
Densitómetro General Electric Lunar	Densitometría ósea	90x180x65	B	B	9	4 pernos de anclaje en el piso
Mamógrafo (Senographe 500t) Thomson CGR 5997	Mamografía	45x80x194	M	M	5	4 pernos de anclaje $\varnothing \frac{3}{4}$ "

TIPO DE EQUIPO	UBICACIÓN	DIMENSIÓN	VULNERABILIDAD(V)	CONSECUENCIA (C)	PRIORIDAD	
Componente	Sistema o servicio	Característica A x L x H (cm)	(A,M,B)	(A,M,B)	f (V,C)	Tipo de soporte
Consola de tomógrafo axial	Tomografía	40x85x113	A	A	1	Base apoyada sobre piso
Ecógrafo Tridimensional ALOKA	Ecografía	69x50x110 40x30x36 (Monitor)	M	B	8	Ruedas con freno
Equipo de Rayos X	Diagnóstico por imágenes (Rayos X)	215x70x90	M	A	2	Vigas metálicas emparradas al techo
Autoanalizador Bioquímico Merck	Laboratorio clínico	110x53x37	A	M	4	Apoyo simple sobre mesa de Laboratorio (al filo de ésta)
Lámpara de cirugía (Cielítica)	Centro quirúrgico (Sala de operaciones 1)	Varios	M	M	5	Empotrado
Mesa de operaciones AMISCO SURGICAL 2080	Centro quirúrgico (Sala de operaciones 1)	90x86x55	M	A	2	4 soportes + 4 ruedas
Máq. anestesia	Centro quirúrgico (Sala de operaciones 1)	59x50x140	M	M	5	Apoyo simple con ruedas
Monitor cardíaco	Centro quirúrgico (Sala de operaciones 1)	40x20x32	A	A	1	Apoyo simple sobre máquina de anestesia.
Cilindro de oxígeno	Centro quirúrgico (Sala de operaciones 1)	H=135 cm Ø 22 cm	A	A	1	Apoyado al suelo. Sin anclajes
Cilindro de oxígeno	Almacenes de oxígeno	H=135 cm Ø 22 cm	M	M	5	Cadenas simples
Cilindro de oxígeno	Almacenes de oxígeno	H= 155 cm Ø 22 cm	A	M	4	Sin pernos
Transformador	Red eléctrica		A	A	1	Sin pernos
Grupo electrógeno	Red eléctrica		M	A	2	Emparrado sobre vigas metálicas
Equipos varios (Refrigeradora banco de sangre, tubos, microscopios, etc.)	Laboratorio clínico	Varios	A	M	4	Apoyo simple sobre mesa de laboratorio

TIPO DE EQUIPO	UBICACIÓN	DIMENSIÓN	VULNERABILIDAD(V)	CONSECUENCIA (C)	PRIORIDAD	
Componente	Sistema o servicio	Característica A x L x H (cm)	(A,M,B)	(A,M,B)	f (V,C)	Tipo de soporte
Coche térmico	Cocina - Pasillos - Habitaciones	76x117x120	M	M	5	Ruedas sin frenos
Cilindro de gas	Cocina	H= 120 cm Ø 33 cm	A	A	1	Apoyo simple
Refrigeradora	Cocina	67x58x165	A	A	1	Apoyo simple
Incubadora AIR SHIELDS	Sala Cuna	90x43x130	M	A	2	4 ruedas sin freno
Motor ascensores	Ascensores		M	M	5	Empernado a viga metálica apoyada en base de concreto
Controles ascensores	Ascensores	25x70x120	M	M	5	Patas empotradas al piso
Poleas ascensores	Ascensores		M	M	5	Empernada a viga metálica
Central Telefónica	Comunicaciones		A	M	4	Apoyo simple
Computadoras	Oficinas		A	M	4	Apoyo Simple
TV	Habitaciones, Hall		M	A	2	Pernos a pared
Vitrina lentes	Oftalmología	54x92x193	A	M	4	4 patas rectangulares. Apoyo simple.

A continuación se muestran algunas fotografías realizadas a algunos equipos arriba evaluados para ilustrar mejor su grado de vulnerabilidad:



Fotografía 8.5: Central telefónica y de comunicaciones ubicada debajo de escalera principal de Clínica. El equipo es vulnerable debido a la carencia de anclajes y/o pernos.



Fotografía 8.6: Detalle de pernos de anclaje del tomógrafo axial. Este equipo posee 4 patas circulares donde se ubica un perno en cada una.



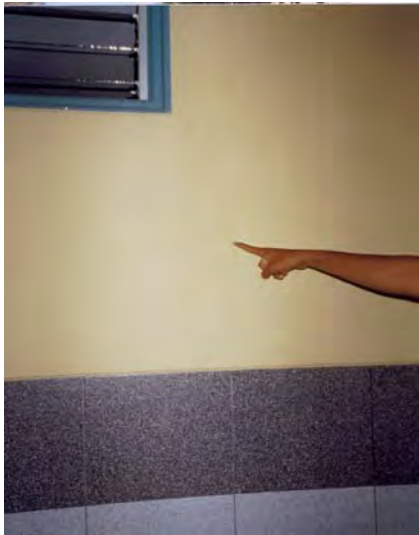
Fotografía 8.7: Detalle de perno de anclaje de Mamógrafo de $\varnothing 3/4"$. Éste equipo en total posee 4 pernos.








Fotografía 8.8: Casa de máquinas de ascensor Thyssenkrupp. Se observa la viga sobre la cual se apoyan la polea y el motor del ascensor. Estos dos últimos están empernados a la viga.

Utilizando otro formato de evaluación más completo se realizó en la Clínica San Miguel la vulnerabilidad no estructural de una serie de equipos: Arquitectónicos, Mobiliario, Equipos Médicos, etc. siguiendo un modelo utilizado por la Organización Panamericana de la Salud para un Hospital Escuela de Tegucigalpa –Honduras (Ref. 46).

Elementos Arquitectónicos

Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
1. Paredes	 <p data-bbox="708 1137 855 1167">Ilustración 1</p>	<p data-bbox="1118 589 1369 1290">Las paredes de la Clínica en su conjunto se encuentran en buen estado de conservación, a excepción de algunas grietas en paredes de pasillos. Ver capítulo 7.1 lo referente a evaluación de grietas. La ilustración 1 (Consultorios B 2do. piso) muestra las grietas pequeñas, por lo general no son críticas y se deben al leve movimiento del tabique por cargas portantes que asume y al vano de la ventana. Eventualmente podría alamar a los habitantes.</p> <p data-bbox="1118 1323 1369 1503">Bajo Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Mediano Riesgo de Pérdida del Bien</p>
2. Parapetos	 <p data-bbox="708 1995 855 2024">Ilustración 2</p>	<p data-bbox="1118 1608 1369 1816">Parapetos ubicados en el 4to. piso del edificio. Ante un sismo éstos pueden desprenderse y caer afectando la vida de las personas</p> <p data-bbox="1118 1850 1369 2029">Alto Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Mediano Riesgo de Pérdida del Bien</p>

Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
3. Puertas	 <p data-bbox="746 801 895 831">Ilustración 3</p>	<p data-bbox="1155 356 1407 689">En los pasillos se observa la presencia de puertas de vidrio y estructura metálica o vidrio y madera (Ilustración 3), por deformación impuesta los vidrios podrían romperse, causado daño a personas y obstruir los pasillos.</p> <p data-bbox="1155 723 1407 904">Alto Riesgo para la vida Mediano Riesgo de pérdida funcional Mediano Riesgo de pérdida del bien</p>
4. Ventanas	 <p data-bbox="746 1355 895 1384">Ilustración 4</p>	<p data-bbox="1155 999 1407 1391">Todo el servicio de Sala Cuna (Zona Clínica) posee grandes ventanales. Los marcos son de aluminio y madera. Sus ventanas son fijas. Todo esto se observa en la ilustración 4. En caso de sismo pueden quebrarse y caer afectando la vida de bebés y transeúntes.</p> <p data-bbox="1155 1424 1407 1606">Alto Riesgo para la Vida Alto Riesgo de Pérdida Funcional Mediano Riesgo de Pérdida del Bien</p>
5. Sistemas de iluminación	 <p data-bbox="746 1966 895 1995">Ilustración 5</p>	<p data-bbox="1155 1671 1407 2000">La Clínica San Miguel en sus pasillos cuenta con lámparas fluorescentes que son superficiales. Por falla de las lámparas que no están correctamente sujetadas se pueden caer y causar daño a las personas.</p>




Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
		<p>Bajo Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
6. Enchapes y revestimientos	 <p style="text-align: center;">Ilustración 6</p>	<p>En las áreas de pasillos y salas de espera se observa la presencia de cerámica en su mayoría a media altura. (Ilustración 6). Se encuentran en buen estado. Se observan también repisas con vidrio que fallarían en el caso de sismo al igual que las paredes, éstas sufrirían deformaciones que probablemente produzcan el desprendimiento de algunas piezas, causando obstrucción en los pasillos e infundirían pánico y posible daño a las personas.</p> <p>Bajo Riesgo para la vida Mediano Riesgo de perdida funcional Mediano Riesgo de perdida del bien</p>
7. Vías de acceso	 <p style="text-align: center;">Ilustración 7</p>	<p>Zona de acceso a Sala de Operaciones desde Parto y UCI en 2do. piso de Clínica. La evacuación de este servicio es compleja por la estrechez de la vía (60 cms.)</p> <p>Mediano Riesgo para la Vida Alto Riesgo de Pérdida Funcional Bajo Riesgo de Pérdida del Bien</p>

Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
8. Grandes secciones vidriadas	<div data-bbox="523 398 1099 824" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="738 840 887 869" style="text-align: center;">Ilustración 8</p> <div data-bbox="571 996 1051 1326" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="738 1341 887 1370" style="text-align: center;">Ilustración 9</p>	<p data-bbox="1139 360 1410 936">Especialmente las que se encuentran ubicadas en las áreas de acceso a la zona de Clínica (Ilustración 8) por falta de un sistema seguro de anclaje o sujeción y vidrios sin protección, estas podrían caer o sus vidrios sufrir rotura por deformación impuesta, causando daño a las personas y a los elementos que se encuentren cercanos a ellas, obstrucción de las vías de evacuación o circulación.</p> <p data-bbox="1139 969 1410 1518">En la ilustración 9 se observa también una zona de consultorios A rumbo a consultorios B (En el 2do. piso) donde existen grandes ventanas con vidrios que en caso de romperse dificultarían el paso en es avía de acceso y caerían al vacío contiguo a Clínica. En este caso la presencia de persianas de vidrio aumenta el daño debido a que éstas pueden saltar de su sitio y caer.</p> <p data-bbox="1139 1552 1410 1731">Alto Riesgo para la vida Mediano Riesgo de perdida funcional Alto Riesgo de perdida del bien</p>

Equipamiento, mobiliario y misceláneas




Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
1. Incubadoras	 <p data-bbox="676 1061 836 1088">Ilustración 10</p>	<p data-bbox="1075 461 1372 949">Las incubadoras como la tomada en Sala Cuna (Ilustración 10) son elementos de fácil desplazamiento, en este caso, no poseen frenos ni elementos de sujeción y pueden quedar desconectados de la fuente de poder, chocar con otros elementos, sufrir daños internos y posiblemente quedar inoperativos. Causando daño a recién nacidos, a otras personas y otros equipos.</p> <p data-bbox="1075 981 1372 1128">Alto Riesgo para la Vida Alto Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
2. Equipo aire acondicionado	 <p data-bbox="676 1626 836 1653">Ilustración 11</p>	<p data-bbox="1075 1229 1372 1532">Los equipos de aire acondicionado que se utilizan en Consultorios (Ilustración 11) limitan a la calle, éstos pueden desprenderse y caer al jardín del a Av. Grau y Los Cocos y es muy probable que queden inoperativos.</p> <p data-bbox="1075 1563 1372 1711">Bajo Riesgo para la Vida Bajo Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
3. Televisores y otros		<p data-bbox="1075 1783 1372 2018">Los televisores, ventiladores y otros artefactos suspendidos de la pared, (Ilustración 12- Zona de Consultorios B 1er. piso: Ecógrafo Doppler), por falla del sistema de soporte pueden</p>

Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
	 <p data-bbox="715 712 874 745" style="text-align: center;">Ilustración 12</p>	<p data-bbox="1118 360 1406 483">caer y quedar inoperativos sufriendo daños internos y ocasionando daño a personas y equipos.</p> <p data-bbox="1118 510 1406 663">Alto Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
4. Mueble metálico	 <p data-bbox="715 1332 874 1366" style="text-align: center;">Ilustración 13</p>	<p data-bbox="1118 792 1406 1155">Se observan muebles metálicos con contenidos (Ilustración 13) en la Sala de Estar de médicos de Clínica. Estos muebles no se encuentran ni anclados al piso ni sujetos a la pared. en caso de sismo es muy probable que caigan sobre una mesad e reunión a escasos centímetros de allí.</p> <p data-bbox="1118 1189 1406 1341">Alto Riesgo para la Vida Bajo Riesgo de Pérdida Funcional Bajo Riesgo de Pérdida del Bien</p>
5. Estantería	 <p data-bbox="715 1839 874 1872" style="text-align: center;">Ilustración 14</p>	<p data-bbox="1118 1415 1406 1839">Existe un serio desorden en almacén del 3er. piso de Clínica. Se observan cajas encima de estantes metálicos, que sólo poseen un perno sujeto a la pared. Otros estantes se encuentran libres y muy fácilmente tenderán a voltearse ocasionando la perdida del contenido almacenado, obstrucción de la circulación y daño a las personas.</p> <p data-bbox="1118 1843 1406 2018">Mediano Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Mediano Riesgo de Pérdida del Bien</p>


Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
6. Cilindros de oxígeno	 <p data-bbox="675 871 834 898">Ilustración 15</p>  <p data-bbox="675 1370 834 1397">Ilustración 16</p>	<p data-bbox="1075 360 1362 875">Los cilindros de oxígeno (Ilustración 15: Pasillo zona Clínica) ubicados en áreas de circulación, o cerca de pacientes o visitantes sin poseer un sistema de sujeción, son elementos peligrosos que pueden caer liberando su contenido a altas presiones y constituir un riesgo potencial de incendio y amenaza para la clínica, así como ocasionar daño a las personas y obstruir la circulación.</p> <p data-bbox="1075 909 1362 1059">En la ilustración 16 se observa un cilindro de oxígeno sin ningún tipo de sujeción en la zona de almacén de oxígeno.</p> <p data-bbox="1075 1093 1362 1243">Alto Riesgo para la Vida Alto Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
7. Bombas de infusión	 <p data-bbox="675 1935 834 1962">Ilustración 17</p>	<p data-bbox="1075 1420 1362 1872">La bomba de infusión ubicada en Sala Cuna (Ilustración 17) es un equipo muy inestable a pesar de poseer 4 patas con ruedas. El monitor se ubica en la parte superior y es muy similar a un péndulo invertido. En caso de sismo puede rodar y chocar con otros equipos y poner en peligro la vida de los pacientes. Este mismo equipo se utiliza también en UCI.</p> <p data-bbox="1075 1883 1362 2022">Alto Riesgo para la Vida Alto Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>




Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
8. Equipos sobre muebles	 <p style="text-align: center;">Ilustración 18</p>  <p style="text-align: center;">Ilustración 19</p>	<p>Computadoras y otros elementos apoyados sobre muebles (Ilustración 18: Secretaría en zona de Tomografía-1er. piso) : corren el riesgo de desplazarse y caer, quedando inoperativos y posiblemente ocasionando daño a personas y/o equipos.</p> <p>En Laboratorio clínico (Ilustración 19) se observa una serie de instrumentos y equipos: microscópios, muestras de sangre, materiales de vidrio, etc. que fácilmente podrían caer en caso de sismo.</p> <p>Mediano Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
9. Carritos rodables	 <p style="text-align: center;">Ilustración 20</p>	<p>Los carritos rodables de Sala Cuna (Ilustración 20), al no poseer dispositivos para inmovilizar sus ruedas (Ilustración 9 –Zona de cocina) pueden sufrir desplazamiento y causar obstrucción de la circulación, daño a personas y equipos y perder su contenido.</p> <p>Bajo Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Mediano Riesgo de Pérdida del Bien</p>



Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
10. Camas	 <p data-bbox="675 712 834 741">Ilustración 21</p>	<p data-bbox="1075 356 1374 786">Las camas de hospitalización (Ilustración 21) poseen sistema de frenos en la parte de adelante de sus rueda. Este sistema debe ser utilizado, evitando el desplazamiento de ellas lo cual causaría choque con la mesa de noche, obstrucción de la circulación y posiblemente daño a las personas.</p> <p data-bbox="1075 815 1374 999">Mediano Riesgo para la Vida Bajo Riesgo de Pérdida Funcional Bajo Riesgo de Pérdida del Bien</p>
11. Monitor y máquina de anestesia	 <p data-bbox="675 1677 834 1706">Ilustración 22</p>	<p data-bbox="1075 1090 1374 1767">En Sala de Operaciones 1 (Zona de Clínica) por falta de un sistema de sujeción, ya que se encuentran simplemente apoyados sobre la máquina de anestesia, se produciría la caída del monitor cardiógrafo y del oxímetro, su desconexión y daño a las personas. La máquina de anestesia es muy sensible al movimiento por poseer ruedas sin frenos. Su movimiento puede desconectarla de otros equipos e incluso volcarse originando un serio daño si el sismo se produce en plena intervención quirúrgica</p> <p data-bbox="1075 1796 1374 1946">Alto Riesgo para la Vida Alto Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>



Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
12. Lámpara cielítica de techo	 <p data-bbox="715 723 871 750">Ilustración 23</p>	<p data-bbox="1114 360 1410 689">La lámpara cielítica de dos brazos en Sala de Operaciones 2 se encuentra empotrada a la losa del techo. Como consecuencia de un sismo estos elementos pueden caer, quedando inoperativos y ocasionando daño a las personas.</p> <p data-bbox="1114 723 1410 875">Alto Riesgo para la Vida Alto Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
13. Mesa de operaciones	 <p data-bbox="715 1350 871 1377">Ilustración 24</p>	<p data-bbox="1114 943 1410 1335">CSM cuenta con tres salas. Las mesas presentan ruedas sin ningún tipo de anclaje salvo un soporte a presión que la fija al piso. El desplazamiento, volteo o caída, puede ocasionar daño a personas, obstruir el paso y provocar que quede inoperativa dicha sala. En la ilustración 24 se observa la Sala de Operaciones 1.</p> <p data-bbox="1114 1368 1410 1547">Mediano Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Mediano Riesgo de Pérdida del Bien</p>
14. Estanterías y repisas	 <p data-bbox="715 2000 871 2027">Ilustración 25</p>	<p data-bbox="1114 1619 1410 2033">Los estantes de vidrio y demás muebles (Ilustración 25 en Oftalmología: Consultorios A -3er. piso) sin sistemas de sujeción seguros presentan una gran facilidad de desplazamiento y caída, ocasionando la pérdida del contenido almacenado (lentes) y obstrucción de la circulación. Las repisas y otros elementos</p>


Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
		<p>(Muestrario de lentes) pueden caer ocasionando daño a personas.</p> <p>Mediano Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
<p>15. Almacenamiento de cilindros de oxígeno</p>	 <p style="text-align: center;">Ilustración 26</p>	<p>Los cilindros de reserva en la zona de Clínica (1er. piso) se encuentran ubicados en un patio (Ilustración 26). Unas cadenas sencillas los sujetan a la pared. En caso de sismo estos se caerían chocando entre sí y también golpeándose con la pared y por esto podrían liberar su contenido a altas presiones y constituir un riesgo potencial de incendio y amenaza para la Clínica y las personas.</p> <p>Alto Riesgo para la Vida Alto Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Perdida</p>
<p>16. Tomógrafo axial computarizado</p>	 <p style="text-align: center;">Ilustración 27</p>	<p>El servicio de Tomografía cuenta con un tomógrafo axial computarizado (Ilustración 27). El equipo posee 4 pernos embebidos en el piso. En caso de sismo estos pernos podrían fallar por cortante y el gandre volcarse.</p> <p>Bajo Riesgo Para la Vida Bajo Riesgo de Perdida Funcional Alto Riesgo de Perdida del Bien</p>

Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
17. Consola de Tomógrafo Axial Computarizado	 <p data-bbox="711 712 874 741">Ilustración 28</p>	<p data-bbox="1118 360 1410 723">En la cabina de control del Tomógrafo Axial Computarizado está la consola (Ilustración 28). Por la falta de elementos de sujeción este puede sufrir desplazamiento, caída del monitor, desconexión, ocasionar daño a personas y obstaculizar la evacuación del ambiente.</p> <p data-bbox="1118 757 1410 909">Bajo Riesgo para la Vida Alto Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
18. Equipo de Rayos X	 <p data-bbox="711 1377 874 1406">Ilustración 29</p>	<p data-bbox="1118 969 1410 1458">El equipo de Rayos X fijo se encuentra adherido al techo por medio de unos rieles sujetos a unas vigas metálicas empernadas a la losa del techo. Es necesario revisar el estado de los dispositivos de sujeción. Los elementos complementarios, ubicados en piso y pared, pueden sufrir volteo, caída, desplazamiento, desconexión, dejando inoperativo y ocasionando daño a las personas.</p> <p data-bbox="1118 1491 1410 1644">Alto Riesgo para la Vida Alto Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
19. Ecógrafo		<p data-bbox="1118 1704 1410 2007">El ecógrafo posee 4 ruedas con frenos. En caso de no usarse los frenos en momento del sismo puede sufrir desplazamiento. El monitor al ser pesado puede volcarse y ocasionar daño a personas, obstruir el paso y sufrir daño interno.</p>

Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
	 <p data-bbox="671 815 837 846">Ilustración 30</p>	<p data-bbox="1078 360 1369 510">Bajo Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
20. Mamógrafo	 <p data-bbox="671 1391 837 1422">Ilustración 31</p>	<p data-bbox="1078 882 1369 1301">El mamógrafo, ubicado en 1er. piso de edificio Tomografía-Administración se encuentra empinado al suelo en 4 puntos. Una falla por corte de los pernos de anclaje podría producir volteo, choque contra otros elementos, desconexión, quedando inoperativos y ocasionando daño a las personas.</p> <p data-bbox="1078 1308 1369 1458">Bajo Riesgo Para la Vida Bajo Riesgo de Perdida Funcional Alto Riesgo de Perdida del Bien</p>
21. Electrodomésticos	 <p data-bbox="671 1955 837 1986">Ilustración 32</p>	<p data-bbox="1078 1525 1369 1980">La refrigeradora y otros equipos apoyados en el piso sin un sistema de sujeción como se observa en la ilustración 21, pueden sufrir desplazamiento, choque con otros elementos o caída y como consecuencia sufrir un daño interno, desconexión, bloqueo de la puerta de salida, perder su contenido y causar daño a personas.</p> <p data-bbox="1078 2011 1369 2042">Mediano Riesgo para la</p>

Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
		<p>Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
22. Lavadora	 <p style="text-align: center;">Ilustración 33</p>	<p>En el área de lavandería se encuentran una lavadora (Ilustración 33), ubicada sobre una base de concreto, éste aparato no tiene ningún sistema de sujeción por lo que podría desplazarse, volcarse, obstruir el área, quedar inoperativo o sufrir daño interno así como provocar daño a las lavanderas.</p> <p>Mediano Riesgo para la Vida Bajo Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>
23. Objetos grandes o pesados ubicados sobre estantes	 <p style="text-align: center;">Ilustración 34</p>	<p>En el almacén, los objetos grandes o pesados encima de estantes podrían desplazarse, caer y herir gravemente a las personas, así como podrían averiarse causando pérdidas. Ver ilustración 34. Existe material de vidrio (botellas de gaseosa, alcohol, líquidos médicos, etc.) que de caerse se romperían y perderían su contenido</p> <p>Mediano Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Alto Riesgo de Pérdida del Bien</p>

Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
24. Elementos pequeños encima de muebles altos	 <p data-bbox="675 779 834 808">Ilustración 35</p>	<p data-bbox="1077 353 1369 689">Los objetos encima de estantes, sean estos pequeños o grandes, livianos o pesados son susceptibles de desplazarse, caer y causar daño a personas. En el caso de los libros, el daño no es muy grave, mas sí el de la computadora y el CPU (Ilustración 35).</p> <p data-bbox="1077 723 1369 902">Mediano Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Mediano Riesgo de Pérdida del Bien</p>
25. Muebles de oficina	 <p data-bbox="675 1355 834 1384">Ilustración 36</p>	<p data-bbox="1077 996 1369 1579">En el área de contabilidad las oficinas poseen diversos tipos de mobiliario como armarios pequeños, repisas de madera, estantes, escritorios, etc. (Ilustración 36), los cuales carecen de anclaje o sujeción por lo que están expuestos a caer, desplazarse, colisionar con otros objetos, caída del contenido que hay en ellos, obstruir vías de circulación y/o evacuación y daño a otros elementos y personas. Es un área muy turgurizada.</p> <p data-bbox="1077 1612 1369 1758">Alto Riesgo para la Vida Mediano Riesgo de Pérdida Funcional Mediano Riesgo de Pérdida del Bien</p>
26. Elementos para sistema contraincendio		<p data-bbox="1077 1825 1369 2027">La Clínica cuenta con un sistema contra incendios el cual está en buen estado. Los cilindros se encuentran colgados de una manera simple a un brazo empotrado con 2</p>

Elementos	Ilustraciones	Situaciones encontradas, consecuencias y daños probables
	 <p data-bbox="711 846 871 875">Ilustración 37</p>	<p data-bbox="1115 360 1410 719">pernos a la pared. Por el movimiento del sismo, tanto vertical como horizontal, los tanques pueden saltar de su sitio y caer al piso, causando posible fuga del gas y obstaculizando las vías de evacuación. En la ilustración 37 se ve el tanque de aire de Administración.</p> <p data-bbox="1115 757 1410 936">Mediano Riesgo para la vida Bajo Riesgo de pérdida funcional Bajo Riesgo de pérdida del bien</p>
27. Cilindro de gas	 <p data-bbox="711 1391 871 1420">Ilustración 38</p>	<p data-bbox="1115 974 1410 1279">Los 2 tanques de gas ubicados en la cocina (Ilustración 38) no se encuentran anclados ni con ningún elemento de sujeción. Al darse un sismo éstos caerían al suelo, chocarían entre ellos originándose una fuga de gas y un incendio.</p> <p data-bbox="1115 1317 1410 1464">Alto Riesgo para la vida Alto Riesgo de pérdida funcional Alto Riesgo de pérdida del bien</p>

8.2.2 Aplicación de FEMA 310

Lista de Verificación Básica para elementos No Estructurales			
Cada una de los puntos de evaluación sobre esta Lista de Verificación será marcado como cumple (C), no cumple (NC), o no aplicable (NA) para el nivel 1 de Evaluación.			
Tabiques			
C	NC	N/A	ALBAÑILERÍA NO REFORZADA. La albañilería no reforzada o tabiques de arcilla hueca serán amarrados en espacios iguales o menores a 3 metros en regiones de baja o moderada sismicidad y 1.5

			metros en regiones de alta sismicidad.
			Sistemas de cielorrasos
C	NC	N/A	CIELORRASOS INTEGRADOS. Cielorrasos integrados suspendidos en zonas de salidas y corredores o pesando más de 9.80 Kg/m ² serán restringidos lateralmente con un mínimo de 4 alambres diagonales o miembros rígidos adheridos a la estructura sobre un espacio igual o menor a 3.65 metros.
C	NC	N/A	SOPORTE. Los sistemas de cielorrasos integrados suspendidos no serán usados a soportes laterales en la parte superior de placas de fibrocemento (superboard), gypsum, tabiques de albañilería, etc.
C	NC	N/A	LISTON SUSPENDIDO Y YESO. Los cielorrasos consistentes de listones suspendidos y yeso placa de yeso (gypsum) serán sujetos cada 0.95 m ² de área.
			Accesorios de luces
C	NC	N/A	SOPORTE INDEPENDIENTE. Los accesorios de luces en cielorrasos suspendidos en forma de rejilla serán suspendidos independientemente del sistema de suspensión del cielorraso por un mínimo de 2 alambres en las esquinas diagonalmente opuestas a los accesorios de luces.
C	NC	N/A	ILUMINACIÓN DE EMERGENCIA. La iluminación de emergencia será anclada para prevenir caídas o balanceo durante un terremoto.
			Revestimientos y Vidrios
C	NC	N/A	ANCLAJES DE REVESTIMIENTOS. Los componentes de revestimientos que pesen más de 48.80 Kg/m ² serán anclados a los muros exteriores en un espacio igual o menor a 1.80 metros para un nivel de Seguridad de vidas y 1.20 metros para un nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	AISLAMIENTO DE REVESTIMIENTOS. Para pórticos de concreto armado, las conexiones de paneles serán detallados para adaptarse a relaciones de deriva de 0.02 para un nivel L.S. y 0.01 para un nivel de I.O.
C	NC	N/A	PANELES MULTIPISOS. Para paneles multipisos adheridos en cada nivel del piso. Los paneles y conexiones serán capaces de adaptarse a relaciones de derivada e 0.02 para un nivel L.S. y 0.01 para nivel de I.O.
C	NC	N/A	CONEXIONES DE COJINETES O RODAMIENTOS. Donde las conexiones de rodamientos son requeridas, habrá un mínimo de 2 conexiones de rodamientos para cada panel de muro.

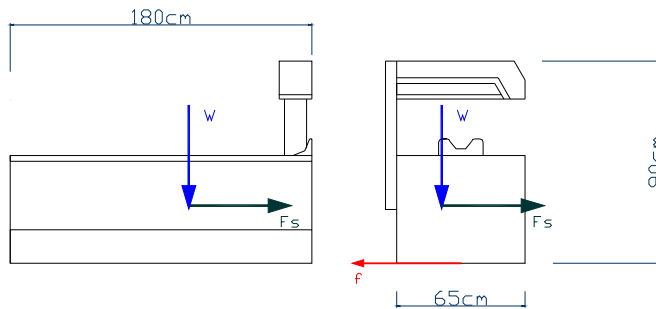
C	NC	N/A	CONEXIONES DE PANELES. Los paneles de revestimientos exteriores serán anclados con un mínimo de 2 conexiones para cada panel de muro para un nivel L.S. y 4 conexiones para un nivel I.O.
C	NC	N/A	VIDRIERÍA. Vidrios en muros cortina y hojas de ventanas o paneles de vidrio con áreas mayores de 1.50 m ² localizados sobre una altura de 3 metros y sobre una superficie de tránsito exterior de personas será templado-laminado o vidrio de seguridad resistente al calor (<i>Heat Strengthened Glass</i>) para asegurar que el vidrio permanecerá en el pórtico cuando se fisure.
Fachada de albañilería			
C	NC	N/A	ANGULOS SHELF. La albañilería de fachada será soportada por ángulos shelf u otros elementos en cada piso sobre el primer piso.
Parapetos, Cornisas, Ornamentales y Apéndices			
C	NC	N/A	PARAPETOS DE ALBAÑILERÍA NO REFORZADA. No habrá parapetos de albañilería no reforzada no sujeta lateralmente o cornisas sobre el nivel más alto de anclaje con relaciones de altura-espesor mayores que 1.5 en regiones de alta sismicidad y 2.5 en regiones de moderada o baja sismicidad.
C	NC	N/A	BALDAQUINES, MARQUESINAS. Baldaquines ubicados en las salidas del edificio serán anclados en espacios de 3 metros para niveles de L.S. y de 1.85 para niveles de I.O.
Escaleras			
C	NC	N/A	MUROS DE ALBAÑILERÍA REFORZADA. Los muros alrededor o que cercan a la escalera no consistirán de albañilería no reforzada.
C	NC	N/A	DETALLES DE ESCALERAS. En estructuras de pórticos, la conexión entre las escaleras y la estructura no contará con anclajes poco profundos en el concreto.
Contenidos del edificio y mobiliario			
C	NC	N/A	CONTENIDOS ESTRECHOS ALTOS. Los contenidos con una relación altura-profundidad mayor que 3 para I.O. y 4 para L.S. serán anclados al piso o a los muros adyacentes.
Equipo mecánico eléctrico			
C	NC	N/A	ENERGÍA ELÉCTRICA DE EMERGENCIA. El equipo usado como parte del sistema de energía eléctrica de emergencia será añadida a la operación continua principal después del sismo.

C	NC	N/A	EQUIPO PESADO. Los equipos con peso mayor a 9 Kg. adheridos a los cielorrasos, muros u otros soportes a 1.20 metros sobre el nivel del piso serán sujetos.
---	----	-----	--

8.2.3 Análisis del comportamiento

De una manera breve se presentarán los cálculos realizados a algunos equipos y objetos presentes en la CSM:

1) Densitómetro:



Dimensiones: 90x180x65 (cms.)

Ubicación: 1er.piso - Consultorios B

Peso: 1000 Kg.

Soporte: 4 pernos de anclaje

$$F_s = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{s(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_s = \frac{0.4 \times 1 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{2.5}{1.5}\right)} \times (1) = 0.247W_p$$

$$F_{s(\min)} = 0.3 \times 1.03 \times 1.5 \times W_p = 0.46 W_p = 460 \text{ Kg.}$$

Se analizaron en los pernos de anclaje y se obtuvo lo sgte:

Pernos delanteros:

$$\sigma_c = 32.34 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau = 44.92 \text{ Kg/cm}^2.$$

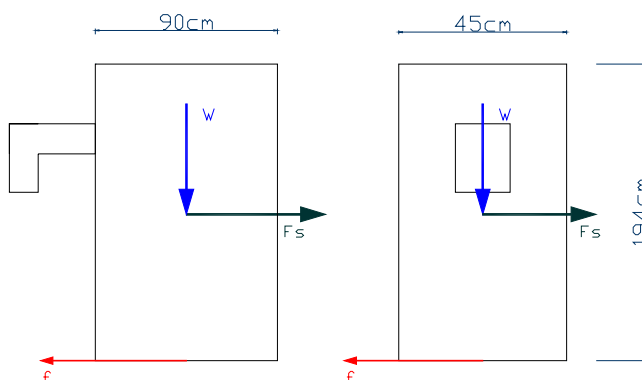
Pernos posteriores:

$$\sigma_c = 227.66 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau = 44.92 \text{ Kg/cm}^2.$$

Por lo tanto si comparamos con la tensión de rotura del acero: $\sigma_c = 2500 \text{ Kg/cm}^2$ y $\tau = 3200 \text{ Kg/cm}^2$. Por tanto no falla y resiste la fuerza sísmica.

2) Mamógrafo:



Dimensiones: 45x80x194 (cms.)

Ubicación: 1er.piso – Edificio Farmacia-Administración

Peso: 700 Kg.

Soporte: 4 pernos de anclaje

$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p} \right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h} \right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 1 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{1.5}{1.5} \right)} \times (1) = 0.412W_p$$

$$F_{p(\min)} = 0.3 \times 1.03 \times 1.5 \times W_p = 0.46 W_p = 322 \text{ Kg.}$$

Se analizaron en los pernos de anclaje y se obtuvo lo sgte:

Pernos delanteros:

$$\sigma_c = 31.21 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau = 28.24 \text{ Kg/cm}^2.$$

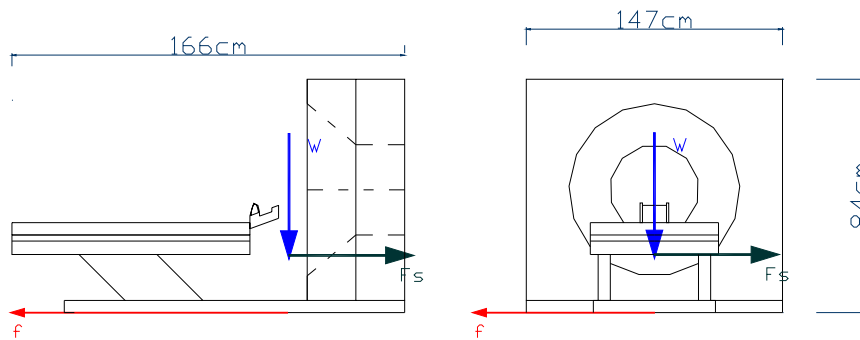
Pernos posteriores:

$$\sigma_c = 91.58 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau = 28.24 \text{ Kg/cm}^2.$$

Por lo tanto si comparamos con la tensión de rotura del acero: $\sigma_c = 2500 \text{ Kg/cm}^2$ y $\tau = 3200 \text{ Kg/cm}^2$. Por tanto no falla y resiste la fuerza sísmica.

3) Tomógrafo:



Dimensiones: 147x84x166 (cms.)

Ubicación: 1er.piso – Edificio Tomógrafo-contabilidad

Peso : 1200 Kg.

Soporte: 4 patas circulares con pernos de anclaje

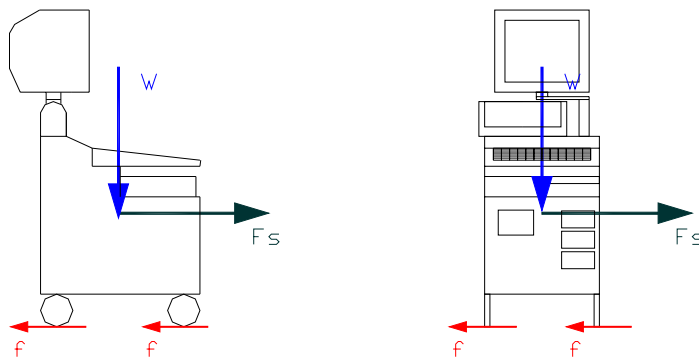
$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 1 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{1.5}{1.5}\right)} \times (1) = 0.412W_p$$

$$F_{p(\min)} = 0.3 \times 1.03 \times 1.5 \times W_p = 0.46 W_p = 522 \text{ Kg.}$$

Si comparamos esta fuerza con los valores obtenidos en los equipos anteriores y por su geometría, tampoco fallarán los pernos.

4) Ecógrafo triaxial:



Dimensiones: 69x50x110 + 40x30x36 (cms.)

Ubicación: 1er.piso – Consultorios B

Peso : 100 Kg.

Soporte: 4 ruedas con freno.

$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 2.5 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{3.5}{1.5}\right)} \times (1) = 0.44W_p$$

$$F_{p(\min)} = 0.3 \times 1.03 \times 1.5 \times W_p = 0.46 W_p = 46 \text{ Kg.}$$

Según código japonés

$$F_H = K_H \cdot W = 0.60 W = 60 \text{ Kg.}$$

$$K_H = Z I K_1 K_2 K_0 = 0.60$$

$$I K_1 K_2 K_0 = 0.6 \geq 0.60 \text{ OK.}$$

W = 100 Kg.

Z = 1 (Por estar en zona sísmica de mayor sismicidad)

I = 1

K₁ = 1

K₂ = 2

K₀ = 0.3.

Además $I K_1 K_2 K_0 \geq 0.6$ en elementos importantes y $I K_1 K_2 K_0 \leq 0.3$ para aquellos que no lo son tanto.

Trabajamos con $F_H = 60 \text{ Kg.}$

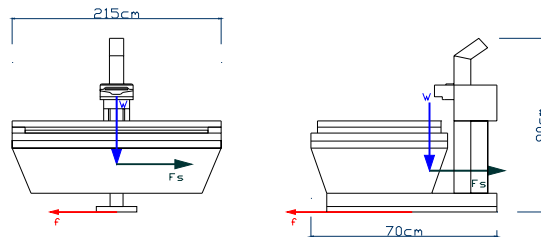
Se analizó deslizamiento así como volcamiento.

$\mu = 0.30$

Debe cumplirse que $N\delta = F_s \cdot h$ para que deslice, sino es así entonces vuelca:

Trabajando en 2 dimensiones: $50\delta = 30 \times 0.70$ donde $\delta = 0.42 \text{ m} > 0.25 \text{ m}$ por tanto vuelca.

5) Equipo Rayos X:



Dimensiones: 2.15x.70x.90

Ubicación: 1er.piso – Clínica

Peso : 1500 Kg.

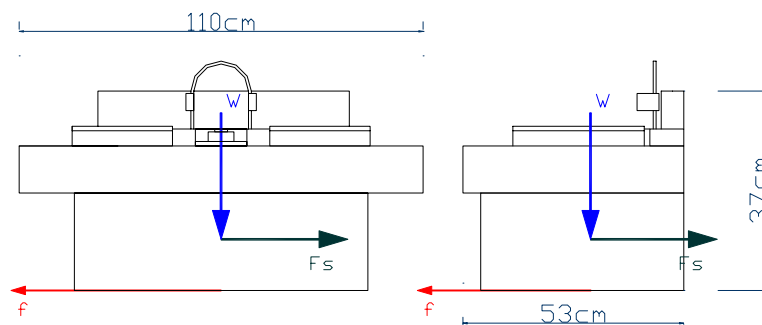
$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 1 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{1.5}{1.5}\right)} \times (1) = 0.412W_p$$

$$F_{p(\min)} = 0.3 \times 1.03 \times 1.5 \times W_p = 0.46 W_p = 690 \text{ Kg}$$

Este equipo por estar emperrado en su base no vuelca ni desliza.

6) Autoanalizador bioquímico Merck



Dimensiones: 110x53x37 (cms.)

Ubicación: 1er.piso – Consultorios B (Laboratorio clínico)

Peso: 15 Kg.

Soporte: Apoyo simple. Al filo de mesa de laboratorio.

$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 2.5 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{2.5}{1.5}\right)} \times (1) = 0.62W_p = 9.30 \text{ Kg.}$$

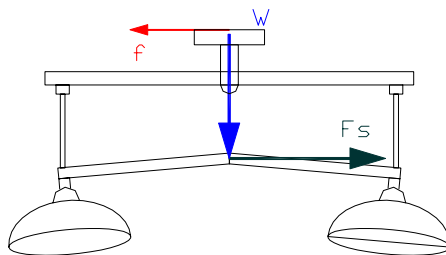
$\mu = 0.50$

en caso de deslizar $F_s = \mu N = 0.5 \times 15 = 7.50 \text{ Kg} < 9.30 \text{ Kg}$

Debe cumplirse $\delta = 0.50 \times 0.185 \leq 0.55$ para que deslice, sino es así entonces vuelca:

$0.0925 \leq 0.55$ O.K. Por lo tanto desliza.

7) Lámpara cielítica



Ubicación: Losa de 3er.piso – Clínica

Peso: 80 Kg.

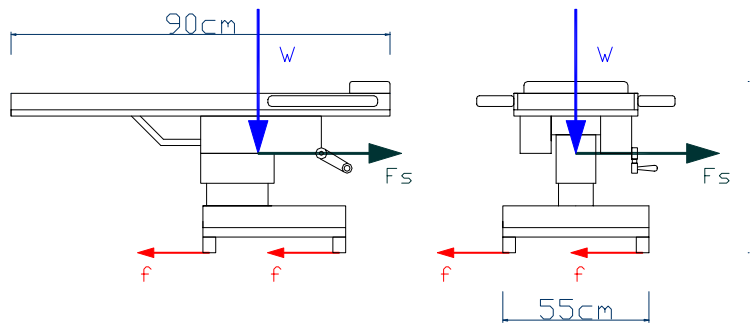
Soporte: Empotrada

$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 2.5 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{3.5}{1.5}\right)} \times \left(1 + 2 \times \frac{6.23}{12.38}\right) = 0.886W_p = 70 \text{ Kg}$$

Este equipo por estar empotrado a la losa del techo y ser la carga sísmica relativamente pequeña no falla.

8) Mesa de operaciones



Dimensiones: 90x86x55 (cms.)

Ubicación: 2do.piso – Clínica

Peso: 250 Kg.

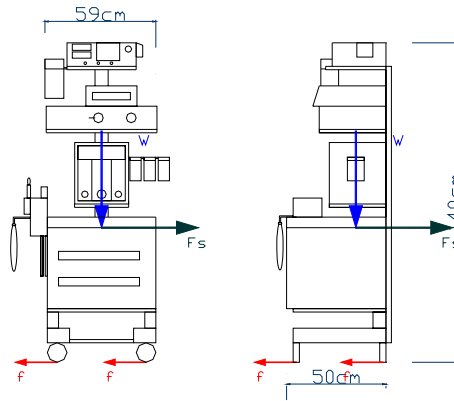
Soporte: 4 soportes + 4 ruedas

$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{2.5}{1.5}\right)} \times \left(1 + 2 \times \frac{3.67}{12.38}\right) = 1.09W_p = 272.50 \text{ Kg}$$

Los soportes tipo freno a compresión le da una fijación al suelo en cuatro puntos de apoyo. No vuelca ni desliza.

9) Máquina de anestesia



Dimensiones: 59x50x140 (cms.)

Ubicación: 2do.piso – Clínica

Peso: 136 Kg.

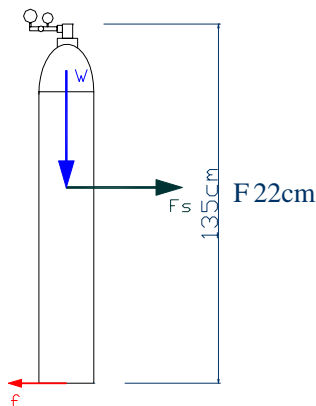
Soporte: 4 ruedas sin frenos.

$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 2.5 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{3.5}{1.5}\right)} \times (1.59) = 0.702W_p = 95.45 \text{ Kg}$$

Con esta fuerza este equipo primero desliza luego vuelca, trayendo consigo abajo el oxímetro y el monitor cardíaco.

10) Cilindro de oxígeno



Dimensiones: $h=135$, $\phi=22$ (cms.)

Ubicación: 2do.piso – Clínica

Peso: 36.28 Kg.

Soporte: Apoyo simple

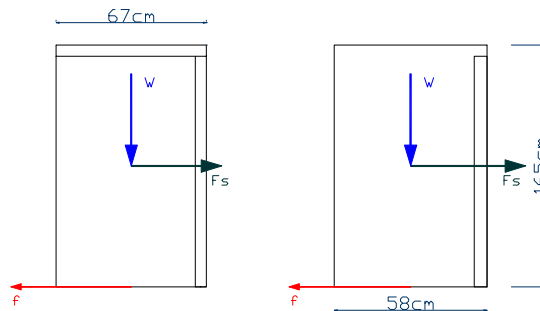
$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 2.5 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{1}{1.5}\right)} \times (1.59) = 2.45W_p = 88.90 \text{ Kg}$$

$\mu = 0.40$

$N \cdot r = f \cdot h \rightarrow r/h < \mu \rightarrow 0.162 < 0.40$ Si, por lo tanto vuelca.

11) Refrigeradora



Dimensiones: 67x58x165 (cms.)

Ubicación: 3er.piso – Clínica (Cocina)

Peso: 200 Kg.

Soporte: Apoyo simple

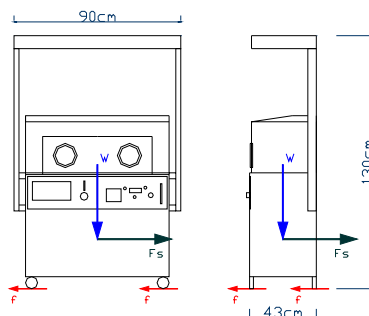
$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 1 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{2.5}{1.5}\right)} \times (2.19) = 0.54W_p = 108.00 \text{ Kg}$$

Análisis deslizamiento y volcadura:

$b \geq 2\mu h \rightarrow 0.67 \geq 2 \times 0.50 \times 0.825 \rightarrow 0.67 \geq 0.825$ Si, entonces vuelca.

12) Incubadora



Dimensiones: 90x43x130 (cms.)

Ubicación: 2do.piso – Clínica (Sala Cuna)

Peso: 95 Kg.

Soporte: 4 ruedas

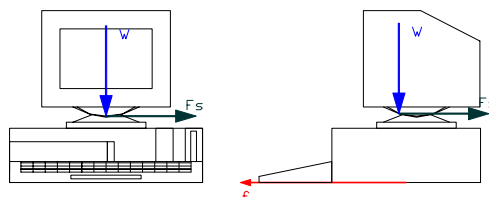
$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 2.5 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{3.5}{1.5}\right)} \times (1.67) = 0.74W_p = 70.3 \text{ Kg}$$

Hallo la fuerza mínima para que vuelque: $\Sigma Mo = 0$
 $25.53\text{Kg} < 70.3 \text{ Kg}$. Por lo tanto vuelca.

$$0.80 \times F_s = 0.215W \rightarrow F_s =$$

13) Monitor de computadora



Dimensiones: 40x30x36 (cms.)

Ubicación: 1er. piso - 2do.piso – Consultorios y Clínica

Peso: 30 Kg.

Soporte: Apoyo simple

$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 2.5 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{6}{1.5}\right)} \times (1) = 0.306W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 2.5 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{6}{1.5}\right)} \times (1.67) = 0.43 W_p$$

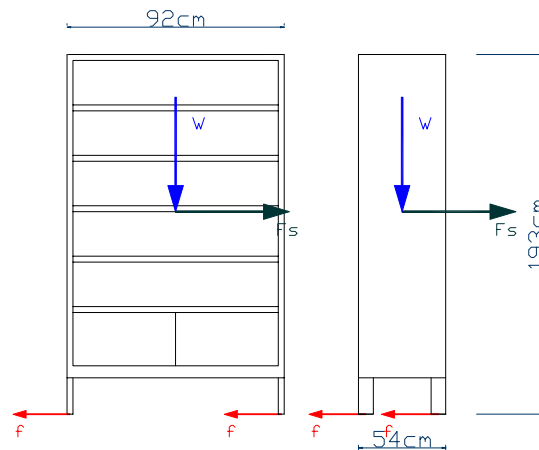
Pero como

$$F_{p(\min)} = 0.3 \times 1.03 \times 1.5 \times W_p = 0.46 W_p = 13.9 \text{ Kg}$$

$$\mu = 0.51$$

$Nb/2h < \mu N \rightarrow 0.25 < 2 \times 0.51 \times 0.18 \rightarrow 0.25 < 0.1836$ No, por tanto desliza.

14) Vitrina de lentes



Dimensiones: 40x30x36 (cms.)

Ubicación: 3er. piso – Consultorios A

Peso: 70 Kg.

Soporte: Apoyo simple

$$F_p = \frac{0.4a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad \text{y} \quad F_{p(\min)} = 0.3S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

$$F_p = \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.03 \times W_p}{\left(\frac{3}{1.5}\right)} \times (2.2) = 0.4532 W_p$$

$$F_{p(\min)} = 0.3 \times 1.03 \times 1.5 \times W_p = 0.46 W_p = 32.45 \text{ Kg}$$

$$\mu = 0.45$$

$N_b / 2h < \mu N \rightarrow (21.22 \times 0.54) / (2 \times 0.96) < 0.45 \times 21.44 \rightarrow 0.28 < 0.45$ Si, por lo tanto vuelca.

Finalmente se concluirá diciendo que los vidrios de la fachada principal de Clínica son templados de 6 mm. Si bien es cierto estos vidrios al llegar a su punto de ruptura, se desintegran en pequeños trozos, sin aristas cortantes y con cantos redondeados que no causan daño; no cumplen el requisito de FEMA 310.

CAPÍTULO 9

RESULTADOS DE LOS MÉTODOS DE EVALUACIÓN

9.1 METODO FEMA 154: Eligiendo el peor escenario o valor S en orden de más a menos vulnerable se listan debajo los edificios evaluados.

Edificio:	Sismicidad Moderada	Sismicidad Alta
1. Consultorios A	-0.80	-0.50
2. Clínica	-0.80	-0.50
3. Consultorios B	1.60	0.30
4. Clínica	-0.80	-0.50
5. Farmacia-Administración	2.40	0.80
6. Tomografía-Contabilidad	2.40	0.80

9.2 METODO FEMA 310

Para momentos, las vigas que fallan por flexión serán:

Viga	Ubicación	m	Izquierdo					Derecho				
			Mn-	Mn+	≥	(MG+ME)/m	(MG-ME)/m	Mn-	Mn+	≥	(MG+ME)/m	(MG-ME)/m
V104	Eje 5 (tramo D'-E)	3						-3.45	3.45	NO	0.64	-3.80
V204	Eje 5 (tramo D'-E)	3						-3.45	3.45	NO	1.34	-4.48
V307	Eje 9 (tramo D'-E)	2.5	5.23	5.23	NO	0.57	-5.73					
V108	Eje 10 (tramo C-D')	2.5						18.15	7.06	NO	9.64	1.83
V208	Eje 10 (tramo C-D')	2.5						18.15	7.06	NO	9.63	0.29
V308	Eje 10 (tramo C-D')	3						18.15	7.06	NO	8.36	-1.06

Los muros de albañilería que fallan por corte serán:

Albañilería	Ubicación	Piso	L(cm)	V _{CE} (Ton)	≥	V _{UD}
m1	Eje 1 (B'-C)	3	290.00	16.43	NO	16.56
m3	Eje 2 (B'-C)	3	290.00	16.43	NO	45.19
m4	Eje 2 (C-D)	3	312.00	17.68	NO	41.73
m9	Eje 5 (C-X)	1	245.00	13.88	NO	15.13
m9.1	Eje 5 (C-X)	2	155.00	8.78	NO	31.6
m11	Eje 5 (X-D')	2	228.00	12.92	NO	22.18
m13	Eje Y (E-F)	Casa máq.	210.00	11.90	NO	23.49
m14.1	Eje 7 (C-X)	1	160.00	9.07	NO	20.02
m23	Eje 11(B'-C)	1	180.00	10.20	NO	11.76
m24	Eje 11(B'-C)	2	180.00	10.20	NO	12.129
m25	Eje 11(B'-C)	3	180.00	10.20	NO	11.26
m26	Eje B(11-11')	1	220.00	12.47	NO	19.28
m27	Eje B(11-11')	2	220.00	12.47	NO	24.09
m28	Eje B(11-11')	3	220.00	12.47	NO	20.32
m29	Eje B(11-11')	4	220.00	12.47	NO	30.16
m30	Eje B'(11-11')	1	180.00	10.20	NO	12.59
m33	Eje C(2-5)	2	275.00	15.58	NO	18.07
m34	Eje C(2-5)	3	275.00	15.58	NO	20.61
m35	Eje C(5-7)	2	275.00	15.58	NO	22.27
m36	Eje C(5-7)	3	275.00	15.58	NO	19.62
m37	Eje C(7-9)	1	275.00	15.58	NO	25.48
m38	Eje C(7-9)	2	275.00	15.58	NO	20.92
m39	Eje C(7-9)	3	275.00	15.58	NO	19.47
m40	Eje C(9-10)	1	275.00	15.58	NO	29.03
m41	Eje C(9-10)	2	275.00	15.58	NO	19.85
m42	Eje C(9-10)	3	275.00	15.58	NO	18.32
m43	Eje C(10-11)	1	275.00	15.58	NO	27.54
m44	Eje C(10-11)	2	275.00	15.58	NO	18.48
m45	Eje C(10-11)	3	275.00	15.58	NO	17.14
m51	EjeD (1-2)	1	170.00	9.63	NO	14.44
m52	EjeD (1-2)	2	170.00	9.63	NO	11.15
m53	EjeD (1-2)	3	170.00	9.63	NO	11.41
m56	Eje F(10-11)	2	350.00	19.83	NO	62.6

9.3 METODO VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL:

- 1) **Densitómetro:** No fallan los pernos de anclaje y resisten la fuerza sísmica.
- 2) **Mamógrafo:** No fallan los pernos de anclaje y resisten la fuerza sísmica.
- 3) **Tomógrafo:** No fallan los pernos de anclaje y resisten la fuerza sísmica.

4) **Ecógrafo triaxial:** Vuelca.

5) **Equipo Rayos X:** Por estar empernado en su base no vuelca ni desliza.

6) **Autoanalizador bioquímico Merck:** Desliza .

7) **Lámpara cielítica:** No falla

8) **Mesa de operaciones:** No vuelca ni desliza.

9) **Máquina de anestesia:** Primero desliza luego vuelca, trayendo consigo abajo el oxímetro y el monitor cardíaco.

10) **Cilindro de oxígeno:** Vuelca

11) **Refrigeradora:** Vuelca

12) **Incubadora:** Vuelca

13) **Monitor de computadora:** Desliza.

14) **Vitrina de lentes:** Vuelca

Vidrios: Los vidrios de la fachada principal de Clínica son templados de 6 mm. Si bien es cierto estos vidrios al llegar a su punto de ruptura, se desintegran en pequeños trozos, sin aristas cortantes y con cantos redondeados que no causan daño; no cumplen el requisito de FEMA 310.

CAPÍTULO 10

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 Conclusiones

1. El estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios como hospitales o clínicas, como es el caso de la clínica San miguel, debe abordarse desde un punto de vista global que considere la vulnerabilidad física (estructural, no estructural) y la vulnerabilidad funcional.
2. Es importante integrar los métodos empíricos, experimentales y analíticos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica como una vía para aumentar la confiabilidad de estos estudios.
3. El diseño sísmico de la Clínica San Miguel no es satisfactorio pues no cumple con los objetivos de un nivel de **Ocupación Inmediata** requerido para este tipo de edificaciones.
4. Tanto el método FEMA 154 como el FEMA 310 pueden aplicarse a los edificios del Perú teniendo en cuenta ciertas consideraciones y tras un serio estudio de ambos métodos para ser eficazmente aplicados.
5. El comportamiento sísmico del edificio Consultorios A cambia drásticamente de comportarse como un edificio de pórticos a uno con comportamiento dual debido a la interferencia de tabiques de albañilería no aislados a los pórticos.
6. Los muros colocados en forma simétrica y regular en todos los pisos, en el edificio Consultorios A, han absorbido la mayor cantidad de carga lateral por sismo y han protegido a las columnas de un posible fallo.
7. La mayoría de los muros o tabiques de albañilería no reforzada, al no haber sido diseñados para soportar cargas de sismo fallan por corte par aun sismo máximo esperado (MCE) como se ve en el Cap. 9.
8. Existen algunas vigas (V104, V204, V307, V108, V208, V308) que fallan por flexión debido a su falta de resistencia y de ductilidad.
9. El edificio en su conjunto tiene una buena resistencia al sismo debido a la falla sola de algunas vigas y muros de albañilería, pero éstos al fisurarse y agrietarse podrían perder su capacidad de corte y no trabajar dejando las cargas a ser soportadas por los elementos de los pórticos (columnas y vigas). Por tanto no es seguro para un nivel de ocupación inmediata.
10. Para el estudio del periodo fundamental de edificios en zonas urbanas como el de CSM a partir de vibración ambiental es suficiente el registro de aceleración en la parte superior del edificio.

11. No existirá fenómeno de resonancia entre el periodo fundamental del suelo y el del edificio durante un sismo.
12. El suelo debajo de CSM es potencialmente licuable.
13. La presencia de zapatas aisladas en la cimentación influye en el comportamiento dinámico de la estructura.
14. Uno de los principales aportes de este trabajo es que contiene inventariados la mayoría de los elementos no estructurales y evaluados en su vulnerabilidad sísmica con el fin de ubicarlos dentro de sus instalaciones y tomar futuras medidas de intervención.
15. Finalmente se concluye que el sismo máximo esperado (período de retorno de 475 años) dependiendo del a distancia entre el foco y el sitio podría ser en escalas de $M_s = 8.17, 8.25, 9.04$ y/o $M = 8.6, 8.74, 10.14$. Valores que se han presentado ya en la zona de Piura según el historial sísmico como se ve en el Cuadro 3.1 del Capítulo 3.

10.2 Recomendaciones

10.2.1 Recomendaciones Generales

1. Promover el desarrollo de estudios a nivel detallado de vulnerabilidad sísmica de hospitales y clínicas importantes en el Perú y que evidencien un desempeño sísmico inadecuado.
2. Inicia una evaluación de la vulnerabilidad sísmica a nivel general (aplicando FEMA 154) en hospitales, clínicas y otros edificios importantes (edificios públicos, colegios, universidades, etc.)
3. En el diseño arquitectónico de un futuro hospital o clínica se deben tener en cuenta los problemas de configuración geométrica, estructural, etc. para tenerlos en cuenta.
4. Se recomienda darle un refuerzo a aquellas vigas que han fallado para aumentarle su capacidad a flexión.
5. Es recomendable a los tabiques de albañilería reforzarlos con mallas de acero para darle mayor ductilidad y resistencia al corte.

10.2.2 Futuras líneas de investigación

Siempre en trabajos de investigación surgen muchas preguntas e inquietudes que el autor desearía responder. Sin embargo muchos de éstos están fuera del alcance del estudio y el factor tiempo impide la minuciosidad en estos temas.

Se dan a continuación una serie de temas posibles de investigación futura:

1. Estudio de la interacción entre edificios adyacentes debido a que los 5 edificios de la CSM se encuentran muy próximos entre sí.
2. Estudio de la vulnerabilidad sísmica del edificio Clínica.
3. Efecto de las paredes de albañilería fisuradas dentro del comportamiento dinámico global del edificio debido a la variación en el tiempo de su periodo fundamental.
4. Estudios de intervención estructural en los edificios de CSM.
5. Efecto del componente vertical del sismo en el edificio CSM.
6. Análisis pushover (dinámico no lineal) del edificio CSM.
7. Análisis geodinámico de suelos de arena con posibilidades de licuación.
8. Evaluación de la vulnerabilidad no estructural para sismos menos severos.
9. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los ascensores.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. ALVA HURTADO, JORGE/ Mapa de licuación de suelos en el Perú/ V Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones/ Lima, septiembre 1983.
2. ARNOLD, CHRISTOPHER & REITHERMAN, ROBERT/ Manual de configuración y diseño sísmico de edificios Vol.1 y 2/ Edit. Limusa / 1era. Edición / México, 1991.
3. *AMERICAN CONCRETE INSTITUTE*/ Norma ACI 318 – 2002/ Código de Diseño de Concreto Armado.
4. *AMERICAN CONCRETE INSTITUTE*/ Norma ACI 437R– 91 (Reapproved 1997) / *Strength Evaluation of Existing Buildings*.
5. ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA/ Manual para la evaluación sísmica de edificaciones existentes/ Boletín Técnico Nro. 46/ Manual de ATC-22 versión en inglés / Bogotá, abril 1995.
6. *APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC) & STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA (SEAOC)*/ *Seismic Code Requirements for Anchorage of Nonstructural Components/ Briefing Paper 6/ Redwood City, California / USA 2002.*
<http://www.atcouncil.org/pdfs/bp6b.pdf>
7. *ATC –21 HANDBOOK/ Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards/ Applied Technology Council / 1988.*
8. *ATC –22 HANDBOOK/ Seismic Evaluation of Existing Building/ Applied Technology Council / 1 989.*
9. BANCO INTERAMERICANO DE DESARROLLO-COMISION ECONOMICA PARA AMERICA LATINA Y EL CARIBE/ Un tema de desarrollo: La Reducción de la vulnerabilidad frente a los desastres/ México/ Marzo 2000.
10. BAZAN, ENRIQUE Y MELI, ROBERTO/ Diseño sísmico de edificios/ Editorial Limusa/ 1era. Edición/ México 1 998.
11. BLANCO BLASCO, ANTONIO/ Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado/ Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil/ Lima 1990-1991.
12. BLASTWARE III SOFTWARE V. 3.6 / *Operator Manual* (Manuales de uso de sismógrafo Minimate y software) / Instantel Inc. / Canadá, 1998.
13. BOROSCHEK K., RUBÉN & MUÑOZ, EDUARDO/ Diseño sísmico de ascensores de tracción/ Universidad de Chile/ Santiago de Chile, 2002.
14. BOZZO ROTONDO, LUIS/ "Técnicas avanzadas de diseño sismorresistente"/ Lima, 1995.

15. *BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC), FEMA & NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM (NEHRP)/ Recommended Provisions for seismic Regulations for New Buildings and other structures/ Edición 2001/Washington D.C.*
16. CARDONA A., OMAR DARIO/ Vulnerabilidad sísmica de hospitales, fundamentos para ingenieros, arquitectos y administradores/ Boletín técnico 51 / Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica/ Enero 1999.
17. CARDONA A., OMAR DARIO / Estimación holística del riesgo sísmico utilizando sistemas dinámicos complejos/ Tesis doctoral /Universitat Politècnica de Catalunya / Barcelona, septiembre 2001.
18. CASTELL R., EDUARDO & ROBLEDO R., ALEJANDRO/ Seminario de vulnerabilidad/ Trabajo Final / Universidad de Los Andes/ Bogotá, mayo 1990.
19. CASTILLO ARAVENA, María Inés/ Evaluación de la vulnerabilidad de viviendas de la ciudad de Piura, Sector Norte/ Tesis para optar el título de ingeniero civil/ UDEP/ Piura, 1997.
20. CENTRO COLABORADOR OPS/OMS PARA MITIGACIÓN DE DESASTRES EN ESTABLECIMIENTOS DE SALUD - UNIVERSIDAD DE CHILE- MINISTERIO DE SALUD/ Bases metodológicas para la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones estructuradas con pórticos de hormigón armado. Evaluación de elementos arquitectónicos. Evaluación de equipamientos/ Santiago de Chile, octubre 2000.
21. CENTRO NACIONAL DE SISMOLOGÍA CNDG/ Datos de últimos sismos registrados en el Perú /2003.
22. CÉSPEDES GARCÍA, MARCO ANTONIO/ Resistencia a la comprensión a partir de la velocidad de pulsos de ultrasonido/ Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil/ UDEP/ Piura 2003.
23. CLINICA SAN MIGUEL/ Planos Arquitectónicos, estructurales/ Piura.
24. COMISIÓN ASESORA DE RIESGO SÍSMICO Y VOLCÁNICO/ Evaluación de Potencial de Licuación/ Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica/ Boletín Técnico N° 44/ Diciembre 1993/ Bogotá.
25. DOWRICK, DAVID J. / *Earthquake Resistant Design/ Editorial John Wiley and Sons, Ltd. / 1era. Edición/ Gran Bretaña, 1977.*
26. ESPINOZA BARRERAS, FORTUNATO/ Determinación de características dinámicas de estructuras/ Universidad Politècnica de Catalunya/ Tesis doctoral / Barcelona, octubre 1999. http://www.tdx.cbuc.es/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-0731102-151724

27. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADOS PARA CLÍNICA SAN MIGUEL/ Laboratorio de Suelos, Ensayos y Materiales de Universidad de Piura/ Marzo 1987.
28. FEMA 154/ *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook/ Federal Emergency Management Agency / 2da. Edition/ Washington, DC - 2002.*
29. FEMA 310/ *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings/ Report prepared by the Federal Emergency Management Agency and the American Society of Civil Engineers/ January 1998.*
30. FERNÁNDEZ CANOVAS, MANUEL/ Diagnóstico, evaluación y reparación de estructuras de hormigón armado/ E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos - Universidad Politécnica de Madrid/ Curso de Patología de la Edificación/ Diciembre 2 002.
31. GALLARDO, GERMAN/ Ingeniería de Cimentaciones, apuntes/ UDEP/ 2 002.
32. INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ- Centro Nacional de Datos Geofísicos / Catálogo sísmico del Perú 1 471-1 982/ Lima – Perú/ 2 001. <http://www.igp.gob.pe/cns/sismología>
33. ISHIYAMA, YUJI/ Consideraciones de seguridad en el diseño sísmico de edificaciones hospitalarias/ Artículo del CISMID/ Facultad de Ingeniería Civil – UNI.
34. KUROIWA HIGA, JULIO/ "Prevención y Mitigación de Desastres en el Perú"/ Seminarios CISMID. Lima, 1990.
35. LANCELIN, LAURENT/ Evaluación de la vulnerabilidad Sísmica de un edificio/ Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales/ Universidad Politécnica de Madrid/ Madrid 2000.
36. LANG, KERSTIN/ *Seismic Vulnerability of existing buildings/ Institute of Structural Engineering / Swiss Federal Institute of Technology/ Zurich , Febrero 2 002.*
37. MARTINEZ RAMÍREZ, ARTURO/ Estructuración y modelación del comportamiento estructural de edificaciones de albañilería confinada/ Universidad de Piura/ Piura, 2002.
38. MEJIA LUNA, Blanca Carolina/ Metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones aplicada a Piura/ Tesis para optar el título de ingeniero civil/ UDEP/ Piura, 1999.
39. MENESES LOJA, JORGE & ALVA HURTADO, JORGE / Distribución de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú/ V Congreso Nacional de Ingeniería Civil/ Tacna, noviembre 1984.
40. MUZÁS LABAD, FERNANDO/ Consideraciones sobre la elección de coeficientes de balasto/ Revista de Obras Públicas/ N° 3427/ Madrid, noviembre 2002.
41. NONSTRUCTURAL ISSUES OF SEISMIC DESIGN AND CONSTRUCTION/ EERI (*Earthquake Engineering Research Institute*)/ Publicación Nro. 84-04/ Junio 1984.

42. NORMAS PERUANAS DE ESTRUCTURAS/ 2da. Edición / Lima/ 2 001.
43. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN/ Norma E.030 Diseño sismorresistente/ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento/ Lima, abril 2 003.
44. ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD/ Fundamentos para la Mitigación de desastres en establecimientos de salud/ 1 997.
45. ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD – ORGANIZACIÓN MUNDIAL DE LA SALUD/ Terremoto en El Salvador - Servicios de Salud/ Enero 2 001.
46. ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD – ORGANIZACIÓN MUNDIAL DE LA SALUD/ Estudio de la Vulnerabilidad No Estructural de un Hospital Escuela/ Tegucigalpa-Honduras/ Nov. 2002. <http://www.paho.org/Spanish/DD/PED/EstudioNE.htm>
47. PARK, R. & PAULAY, T. / Estructuras de concreto reforzado/ Editorial Limusa/ 1era. Edición/ México 1975.
48. PAULAY, T. & PRIESTLEY, M.J.N. / *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*/ Editorial John Wiley and Sons, Inc. / Estados Unidos , 1992.
49. PINTO ZEGARRA, CÉSAR FRANCISCO/ Identificación de las zonas con potencial de licuación de suelos en la ciudad de Piura con ensayos SPT/ Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil / Universidad de Piura – 1999.
50. RAINER, J. H. / *Vibrations in Buildings / National Research Council Canada – Institute for Research in Construction/ CBD-232 / Canadá 2000.*
51. RAMÍREZ VARGAS, ANTONIO/ Vulnerabilidad sísmica y patológica de Centros Hospitalarios. Ejemplos de estudios para la Clínica Palermo / ONADE/ Santa Fe de Bogotá.
52. ROSALES VENTURA, FARID & NIZAMA CASTRO, GUSTAVO/ Software para Diagrama Momento Curvatura. Modelo esfuerzo- deformación para concreto confinado (formulación y programación)/ Trabajo del curso Concreto Armado II – Universidad de Piura/ Piura 2000.
53. SAN BARTOLOMÉ, ANGEL/ Análisis de Edificios/ Editorial PUCP/ Lima 1999.
54. SAN BARTOLOMÉ, ANGEL/ Construcciones de Albañilería- Comportamiento sísmico y diseño estructural/ Editorial PUCP/ Lima 2001.
55. SILGADO, F. E."Terremotos Destructivos en América del Sur. 1530 - 1894". Programa para la Mitigación de los Efectos de los Terremotos en la Región Andina (Proyecto SISRA), Volumen 10 CERESIS/1985.
56. TAVERA, H. / Peligro sísmico en Lima y el país/ Prevención, revista del Centro de Estudios y Prevención de Desastres, Año 8, Número 14/ 2001.

57. TAYLOR, ANDREW W. & PHAN, LONG T. / *Seismic Design of Non-Structural Building Components in the United States/ Structures Division, Building and Fire Research Laboratory/ Maryland* – USA 1997. <http://fire.nist.gov/bfrlpubs/build97/art121.html>

58. TOCTO CORREA, JORGE MARIO/ Aplicaciones del Programa “Diagrama momento-curvatura” en el comportamiento de elementos de concreto armado/ Trabajo Concreto Armado II/ UDEP / Piura Junio 2003.

59. USGS/ *Earthquake Hazards Program – National Seismic Hazard Mapping/* <http://eqhazmaps.usgs.gov/>

60. ZEEVAERT, LEONARDO / Conceptos sísmicos de la interacción suelo-estructura de cimentaciones monolíticas/ UNAM/ México.

A N E X O S

ANEXO B

ESCALA DE INTENSIDAD SISMICA MSK (abreviada)	
I	Registrado sólo instrumentalmente.
II	Perceptible sólo por pocas personas en pisos altos.
III	Perceptible por algunos en edificios. Ligero balanceo de objetos colgados.
IV	Sentido por todos en edificios y algunos en el exterior. Vibración de puertas y ventanas, balanceo de objetos colgados y movimientos de muebles.
V	Sentido por todos dentro y fuera de edificios. Caída de objetos ligeros, golpear las puertas y ventanas. Ligeros daños en construcciones de tipo A.
VI	Temor generalizado. Posible rotura de vajilla, caída de objetos, movimiento de muebles pesados. Daños moderados en construcciones de tipo A, ligeros en B. Grietas pequeñas en terrenos, deslizamientos y cambios de nivel en pozos
VII	Mayoría aterrorizada. Graves daños en construcciones tipo A, llegando a destrucción completa, moderados en B y ligeros en C. Deslizamientos de tierras, cambios de caudal en manantiales y pozos.
VIII	Miedo y pánico general. Destrucción y algunos colapsos de construcciones de Tipo A, daños graves y alguna destrucción en B, moderados y algún grave en C. Derrumbamiento de muros, deslizamiento de laderas y barrancos, grietas grandes en terreno, cambios de caudal.
IX	Pánico general. Colapso de construcciones tipo A, destrucción de C. Doblamiento de raíles, rotura de carreteras. Numerosas grietas en terreno y desprendimiento de rocas y tierras. Licuefacción, extrusión de agua, arena y fango.
X	Colapso de la mayoría de construcciones tipo A, y algunas B, destrucción de muchas y colapso de algunas de C. Daños serios en presas y puentes, ondulación de rieles y pavimento. Grandes grietas en terreno con anchas grietas y muchos deslizamientos de tierras.
XI	Daños importantes en todas las construcciones, carreteras fuera de servicio y canalizaciones destruidas. Deformaciones considerables en el terreno con anchas grietas y muchos deslizamientos de tierras.
XII	Todas las estructuras destruidas o gravemente dañadas, cambios en la topografía, grandes grietas con importantes desplazamientos, desviación de ríos y formación de lagos.

TIPOS DE CONSTRUCCION	
A	Muros de mampostería en seco o con barro, adobe y tapial
B	Muros de ladrillo, bloques de mortero, mampostería con mortero, entramado de madera.
C	Estructura metálica o de hormigón armado.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. EDIFICIO CONSULTORIOS A

Información recogida de planos (Planos de CSM)

- Reglamento Nacional de Construcciones.
- ACI-89

Materiales:

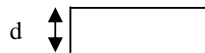
Concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (en general)
 Acero $f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Recubrimiento libre:

Zapatas y vigas de cimentación	7.5 cm.
Columnas	4.0 cm.
Vigas	4.0 cm.
Escalera	2.0 cm.
Losas	2.0 cm.

Armadura de refuerzo:


Traslapes Ver plano E 03-09

	Gancho	- Losa	0.15 m. mín.
d		- Vigas	0.30 m. mín.

Terreno:

Nivel -2.00, Capacidad portante en servicio $\sigma_t = 0.90 \text{ Kg/cm}^2$

Empalmes en losas y vigas	
ϕ	L (m)
3/8 0	0.40
1/2 0	0.45
5/8 0	0.55
3/4 0	0.70
1 0	1.20



CUADRO DE VIGAS

Viga	Ubicación (Entre ejes)	Sección (cm)	Acero longitudinal			Estribos s (cm)
			As _{isq}	As _{cent}	As _{der}	
V-101 V-201	B-C	25x40	4ø5/8" 3ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	3ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V-101 V-201	C-D	25x40	2ø5/8" + 1 ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"+1 ø1/2"	4ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V-301	B-C	25x40	3ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	3ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V-301	C-D	25x40	3ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	3ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V-102 V-202 V-302	B-C	25x40	3ø5/8"+ 2ø3/4" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8"+ 2ø3/4" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V-102 V-202 V-302	C-D	25x40	2ø5/8"+ 2ø3/4" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"+ 2ø3/4"	2ø5/8"+ 2ø3/4" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V-102 V-202 V-302	D-E	25x40	2ø5/8"+ 2ø3/4" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	4ø5/8" 3ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V-102 V-202 V-302	E-F	25x40	4ø5/8" 3ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V-103 V-203 V-303	E-F	25x30	2ø1/2" 2ø5/8"	2ø1/2" 2ø5/8"	2ø1/2" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@15,resto @22.5
V-104	B-C	25x40	2ø1/2"+ 2ø5/8" 2ø1/2"	2ø1/2" 2ø1/2"+ 2ø5/8"	2ø1/2"+ 2ø5/8" 2ø1/2"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5

V-104	C-X	25x40	2ø1/2"+ 2ø5/8"	2ø1/2"	3ø1/2"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	
V-104	X-D'	25x35	3ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"+ 1ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	
V-104	D'- V120	25x35	2ø1/2"+ 1ø5/8"	2ø1/2"	2ø1/2"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	
V-204	B-C	25x40	4ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"+ 1ø3/4"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	4ø1/2"	2ø1/2"	
V-204	C-X	25x40	2ø1/2"+ 1ø3/4"	2ø1/2"	3ø1/2"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	
V-204	X-D'	25x35	3ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"+ 1ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	
V-204	D'- V120	25x35	2ø1/2"+ 1ø5/8"	2ø1/2"	2ø1/2"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	
V-304	B-C	25x40	4ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"+ 1ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	4ø1/2"	2ø1/2"	
V-304	C-X	25x40	2ø1/2"+ 1ø5/8"	2ø1/2"	2ø1/2"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	
V-304	X-D'	25x35	2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"+ 1ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	
V-304	D'- V120	25x35	2ø1/2"+ 1ø5/8"	2ø1/2"	2ø1/2"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø1/2"	2ø1/2"	2ø1/2"	
V-105 V-205 V-305	B-C	25x40	4ø5/8"	2ø5/8"	4ø5/8"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2ø5/8"	3ø5/8"	2ø5/8"	

V-106 V-206 V306	X-D'	25x40	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	3ø5/8" 2ø5/8"+ 1ø1/2"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V-106 V-206 V306	D'-E	25x40	3ø5/8" 2ø5/8"+ 1ø1/2"	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8"+1ø1" 2ø5/8"+1ø1"	< ø3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V-107	B-C	25x40	4ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"+ 2ø3/4"	4ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15
V-107	C-X	25x40	4ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15
V-107	X-D'	25x40	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	3ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15
V-107	D'-E	25x40	3ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8"+ 2ø1/2" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15
V-207	B-C	25x40	2ø5/8"+ 2ø1/2" 2ø5/8"	2ø5/8" 4ø5/8"	4ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15
V-207	C-X	25x40	4ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15
V-207	X-D'	25x40	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8"+ 1ø1/2" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15
V-207	D'-E	25x40	2ø5/8"+ 1ø1/2" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8"+ 2ø1/2" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15
V-307	B-C	25x40	2ø5/8"+ 2ø1/2" 2ø5/8"	2ø5/8" 4ø5/8"	4ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15
V-307	C-X	25x40	4ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15
V-307	X-D'	25x40	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	2ø5/8" 2ø5/8"	< ø3/8":1@5,2@10,resto @15

V-107	D'-E	25x40	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"+ 2 ϕ 1/2"	< ϕ 3/8":1@5,2@10,resto @15
V108 V208	B-C	25x40	3 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"+ 2 ϕ 3/4"	< ϕ 3/8":1@5,3@10,resto @17.5
V108 V208 V308	C-D'	25x50	2 ϕ 5/8"+ 2 ϕ 3/4"	2 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8" +1 ϕ 3/4"	< ϕ 3/8":1@5,3@15,resto @22.5
V108 V208 V308	D'-F	25x50	4 ϕ 5/8" +1 ϕ 3/4"	2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	< ϕ 3/8":1@5,3@15,resto @22.5
V308	B-C	25x40	3 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"+ 2 ϕ 3/4"	ϕ 3/8":1@5,3@10,resto @17.5
			2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	

CUADRO DE COLUMNAS

		C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
4°	a x b	↑	↑	↑	↑	↑
	A _s					
	Estribo					
	tipo					
3°	a x b	.25 x .40	.25 x .30	.25 x .30	.25 x .40	.25 x .30
	A _s	6 ϕ 5/80	4 ϕ 5/80	4 ϕ 5/80	6 ϕ 5/80	4 ϕ 5/80
	Estribo	ϕ 3/80 @ .20	ϕ 3/80@ .15	ϕ 3/80@ .15	ϕ 3/80@ .20	ϕ 3/80 @ .15
	tipo	D	B	B	D	B
2°	a x b	↑	↑	↑	↑	↑
	A _s					
	Estribo					
	tipo					
1	a x b	.25 x .40	.25 x .30	.25 x .35	.25 x .40	.25 x .30
	A _s	4 ϕ 3/40 + 2 ϕ 5/80	4 ϕ 3/40	4 ϕ 3/40 ϕ	6 ϕ 3/40 ϕ	4 ϕ 3/40
	Estribo	ϕ 3/80 @ .20	ϕ 5/80@ .15	ϕ 5/80@ .15	ϕ 5/80@ .20	ϕ 5/80 @ .15
	tipo	D	B	C	D	B

		C-6	C-7	C-8	C-9	C-10
4°	a x b	↑	↑	↑	↑	↑
	A _s					
	Estribo					
	tipo					
3°	a x b	.25 x .30	.25 x .30	.25 x .35	.25 x .40	.25 x .50
	A _s	4 ø3/40	4 ø3/40ø	6 ø5/80ø	6 ø5/80ø	6 ø5/80ø
	Estribo	ø 3/80 @ .15	ø 3/80@ .15	ø 3/80 @ .20	ø 3/80 @ .20	ø 3/80 @ .20
	tipo	B	A	C	D	D
2°	a x b	↑	↑	↑	↑	↑
	A _s					
	Estribo					
	tipo					
1	a x b	.25 x .35	.25 x .30	.25 x .40	.25 x .40	.25 x .50
	A _s	4 ø3/40	4 ø3/40	6 ø5/80	6 ø3/40	4 ø3/40 + 2 ø10
	Estribo	ø 3/80 @ .20	ø 3/80@ .15	ø 3/80 @ .20	ø 3/80 @ .20	ø 3/80 @ .20
	tipo	C	B	D	D	F

		C-11	C-12	C-13	C-14	C-15
4°	a x b	↑	↑	↑	↑	
	A _s					
	Estribo					
	tipo					
3°	a x b	.25 x .65	.25 x .35	.25 x .30	.25 x .40	
	A _s	6 ø3/40	6 ø5/80ø	4 ø5/80ø	4 ø5/80+ 2ø 1/20	
	Estribo	ø 3/80 @ .25	ø 3/80@ .15	ø 3/80 @ .15	ø 3/80 @ .20	
	tipo	E	B	B	C	
2°	a x b	↑	↑	↑	↑	↑
	A _s					
	Estribo					
	tipo					
1	a x b	.25 x .65	.25 x .40	.25 x .35	.25 x .40	.25 x .25
	A _s	6 ø3/40	6 ø5/80	4 ø3/40	6 ø5/80	4 ø5/80
	Estribo	ø 3/80 @ .25	ø 3/80@ .20	ø 3/80 @ .20	ø 3/80 @ .20	ø 3/80 @ .20
	tipo	E	C	C	C	A

		C-16
4°	a x b	
	A _s	
	Estribo	
	tipo	

3°	a x b	.25 x .30
	A _s	4 ø5/80
	Estribo	ø 3/80 @ .15
	tipo	A
2°	a x b	
	A _s	
	Estribo	
	tipo	
1	a x b	.25 x .30
	A _s	4 ø3/40
	Estribo	ø 3/80 @ .15
	tipo	A

ANEXO D – 2

Memoria de planos recopilados de Clínica San Miguel para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

Idem	Plano	Zona	Ubicación	Título	Contenido	Fecha
1		Consultorio	Lote 6	Ubicación y áreas	Lotes 5,6 (sombreado) y 7	Oct-93
2			Av. Los Cocos	Señalización hor. y vert. Av. Los Cocos	Direcciones de flujo de autos	
3	U-01		Av. Los Cocos-Av. Grau	Ubicación, localización y áreas	Lotes 5,6 y 7sombreados	Abr-00
4	A-01	Consultorio	Lotes 6,7	Replanteo (Arquitectura) 1er. Piso	Dist. Ambientes, vanos	Mar-96
5	A-02	Consultorio	Lotes 6,7	Replanteo (Arquitectura) 2do. Piso	Dist. Ambientes, vanos	Feb-97
6		Consultorio	Lote 6	Arquitectura 3er y 4to. Piso	Dist. Ambientes, vanos (lote 6)	Abr-93
7	E-02-09	Consultorio	Lote 6	Columnas, escaleras, placas,det.	Secciones, caja ascensores, etc.	Jun-93
8	E-03-09	Consultorio	Lote 6	Estructura techo 1er nivel		Jun-93
9	E-04-09	Consultorio	Lote 6	Vigas 1-2-3-4to. Piso	Secciones, estribos, longitudinal	Jun-93
10	E-05-09	Consultorio	Lote 6	Vigas 1-2-3-4to. Piso	Secciones, estribos, longitudinal	Jun-93
11	E-06-09	Consultorio	Lote 6	Vigas 1-2-3-4to. Piso	Secciones, estribos, longitudinal	Jun-93
13	E-07-09	Consultorio	Lote 6	Estructura techo 2do nivel	Aligerados, secciones	Jun-93
12	E-08-09	Consultorio	Lote 6	Estructura techo 3er nivel	Aligerados	Jun-93
14	E-09-09	Consultorio	Lote 6	Estructura techo 4to nivel	Aligerados, secciones	Jun-93
15	E-01	Clínica	Lote 5	Replanteo Cimentación	Niveles, C. corrido, estrib. colum.	Sep-89
16	E-02	Clínica	Lote 5	Escaleras, placas, detalles	Cortes transv., longitudinal	Jun-87
17	E-04	Clínica	Lote 5	Aligerado 2do piso	Cortes transv., longitudinal	Jun-87
18	E-05	Clínica	Lote 5	Aligerado 3er y 4to piso	Cortes transv., longitudinal	Jun-87

Planos que faltan:

Clínica: Aligerado 1er. Piso

ANEXO D – 3

Tabla D-3.1: Medidas tomadas con detector de armaduras en edificio Consultorios A.

Elemento	Ubicación	Medidas (mm) de distancia “e” del refuerzo a la cara exterior tomadas (mm)
C - 10	1 ° Piso : D’-10	e = 42, 41, 41, 42, 45 (cara 1) 50, 54, 50, 47, 51 (cara 2) 55, 56 (cara 3) 50, 53 (cara 3)
C - 9	1 ° Piso : C -10	e = 55, 55, 52 (cara 1 que da a hall de espera)
Placa ascensor	1 ° Piso : Eje E	e ₁ = 43,44, 45, 44, 44, 45, 42, 43, 42, 41, 42, 42, 42, 43, 43 (medidas tomadas longitudinalmente de acero vertical) e ₂ = 45, 47, 50, 49, 45, 49, 45, 41, 45, 46, 47, 46, 47, 46, 47 (medidas tomadas longitudinalmente de acero vertical)
C - 7	1 ° Piso : D’-9	e = 55, 53 (cara a pasillo) 60, 64 (cara a hall)
C - 7	1 ° Piso : X-9	e = 55, 55 (cara a hall)
C - 11	1° Piso : B’ - 11	e = 43, 39, 45
C - 9	1° Piso : D - 11	e = 42, 51
C - 10	2 ° Piso : D’-10	e = 47, 46, 45, 44, 45 (cara 1) 60, 60, 60, 60, 57 (cara 2) 43, 41, 41 (cara 3)
C - 13	2 ° Piso : E -4	e = 52, 45, 53 (cara 1) e = 49, 47, 49 (cara 2)
C - 13	2 ° Piso : F -4	e = 55, 54, 52 (cara 1) e = 50, 51 (cara 2)
C - 13	2 ° Piso : F -Y	e = 54, 55, 50 (cara 1)
C - 6	2 ° Piso : D’-5	e = 48, 50, 49 (cara 1) e = 47, 47 (cara 2)
C - 9	1° Piso : D - 11	e = 53, 52
Placa ascensor	2 ° Piso : Eje E	e ₁ = 47, 45, 43, 46, 46, 46, 43, 43, 42, 41, 43, 44, 43, 42, 45, 45, 45 (medidas tomadas longitudinalmente de

Elemento	Ubicación	Medidas (mm) de distancia “e” del refuerzo a la cara exterior tomadas (mm)
		acero vertical) e ₂ = 46, 39, 41, 38, 40, 39, 45, 43, 42, 40, 41, 43, 42, 42, 43 (medidas tomadas longitudinalmente de acero vertical)
V-107	1° Piso: Tramo D’ - E	Medidas tomadas parte inferior: e = 52, 52 (izq.) e = 42, 42, 43(centro) e = 42, 51 (der)
V-108	1° Piso: Tramo C- D’	Medidas tomadas parte inferior: e = 51, 55 (izq.) e = 42, 50 (der)
V-108	1° Piso: Tramo D’ - F	Medidas tomadas parte inferior: e = 43, 41 (izq.) e = 50, 42, 49 (centro)
V - 119	1° Piso: Tramo D’ - F	Medidas tomadas parte inferior: e = 42, 42 (izq.) e = 45, 43, 40(centro) e = 41, 40 (der)
V-207	2° Piso: Tramo D’ - E	Medidas tomadas parte inferior: e = 55, 53 (izq.) e = 55, 42, 52 (centro) e = 52, 54 (der)
V-208	2° Piso: Tramo C- D’	Medidas tomadas parte inferior: e = 60, 41 (izq.) e = 58, 45, 49 (centro) e = 56, 55 (der)
V-208	2° Piso: Tramo D’ - F	Medidas tomadas parte inferior: e = 58, 58 (izq.) e = 59, 51, 60 (centro) e = 64, 60 (der)
V - 219	2° Piso: Tramo 9- 10	Medidas tomadas parte inferior: e = 53, 56 (izq.)
V - 222	2° Piso: Tramo 9- 10	Medidas tomadas parte inferior: e = 45, 54 (izq.) e = 50, 51, 53 (centro) e = 53, 43, 55 (der)
V-307	2° Piso: Tramo D’ - E	Medidas tomadas parte inferior: e = 52, 41(izq.) e = 43, 42, 42 (centro) e = 52, 52 (der)
V-308	2° Piso: Tramo C- D’	Medidas tomadas parte inferior: e = 55, 51 (izq.) e = 50, 42 (der)
V-308	2° Piso: Tramo D’ - F	Medidas tomadas parte inferior: e = 43, 41 (izq.) e = 49, 42, 50 (centro)

Elemento	Ubicación	Medidas (mm) de distancia “e” del refuerzo a la cara exterior tomadas
V - 319	2° Piso: Tramo 9-10	Medidas tomadas parte inferior: e = 42, 42 (izq.) e = 45, 43, 40 (centro) e = 41, 40 (der)

Tabla D-3.2: Medidas tomadas con detector de armaduras en edificio Clínica.

Elemento	Ubicación	Medidas (mm) de distancia “e” del refuerzo a la cara exterior tomadas
V-122	1° Piso: Eje D’ Tramo 5’ – 7’	Medidas tomadas parte inferior: e = 56, 52 (izq.) e = 20, 15, 22(centro) e = 31, 45 (der)
V-119	1° Piso: Eje 5’ Tramo D’-F	Medidas tomadas parte inferior: e = 40, 40, 47 (izq.) e = 18, 30, 53 (centro) e = 51, 41, 54 (der)
V-109	1° Piso: Eje F Tramo 5’-7’	Medidas tomadas parte inferior: e = 32, 47 (izq.) e = 42, 32, 44 (centro) e = 58, 60 (der)
V - 109	1° Piso: Eje F Tramo 4’ – 5’	Medidas tomadas parte inferior: e = 52, 44, 43(centro) e = 40, 30, 42 (der)
V-117	1° Piso: Eje 4’ Tramo F - G	Medidas tomadas parte inferior: e = 35, 34, 40 (izq.) e = 42, 45 (centro) e = 51, 47 (der)
V-116	1° Piso: Eje 2’ Tramo D - E	Medidas tomadas parte inferior: e = 41, 42 (izq.) e = 41, 43 (centro) e = 41, 41 (der)
VIGA	1° Piso: Eje 1 Tramo D - E	Medidas tomadas parte inferior: e = 40, 42 (izq.) e = 35, 35 (centro) e = 38, 39 (der)
V - 209	2° Piso: Eje F Tramo 5’ – 7’	Medidas tomadas parte inferior: e = 54, 51, 54 (centro)
V - 209	2° Piso: Eje F Tramo 4’-5’	Medidas tomadas parte inferior: e = 38, 35, 39 (izq.) e = 40, 44, 43 (centro) e = 44, 36, 44 (der)
V-217	2° Piso: Eje 4’ Tramo F - G	Medidas tomadas parte inferior: e = 42, 41(izq.) e = 39, 39 (centro) e = 44, 35

Elemento	Ubicación	Medidas (mm) de distancia “e” del refuerzo a la cara exterior tomadas
		(der)
V - 309	3° Piso: Eje F Tramo 4'-5'	Medidas tomadas parte inferior: e = 40, 43 (izq.) e = 39, 35, 39 (centro) e = 41, 41 (der)
V-317	3° Piso: Eje 4' Tramo F - G	Medidas tomadas parte inferior: e = 36, 36 (izq.) e = 41, 40, 39 (centro) e = 41, 39 (der)

Nota: Las medidas que no aparecen ya sea en zona izquierda, derecha o centro significa que no fueron medidas. Se midieron algunas muestras como señalan los métodos de evaluación.

Cuando aparecen 2 valores de “e”, significa que hay 2 refuerzos horizontales. Si aparecen 3, habrá 3 refuerzos.

ANEXO D – 4

ESPECTROS DE FOURIER DE ACELERACIÓN EN EDIFICIO POR VIBRACIÓN AMBIENTAL

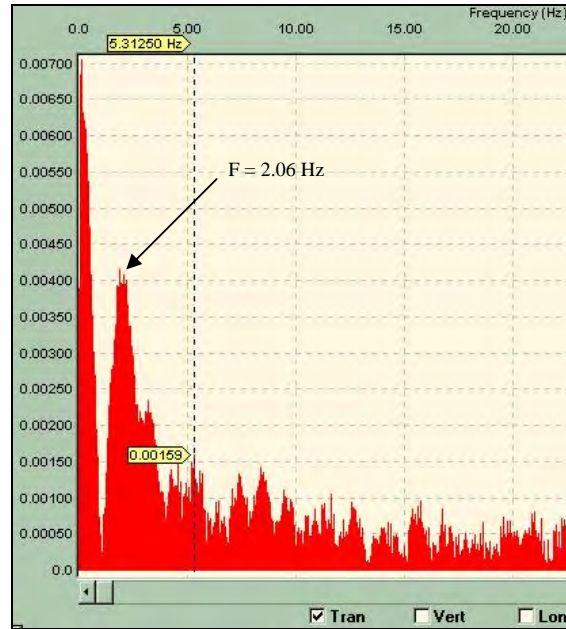


Figura D-4.1: Espectro de Fourier de la aceleración medida en el edificio Consultorios A, componente transversal. El periodo predominante del suelo es mayor que el fundamental del edificio (frecuencia del suelo menor que el edificio). Se observa con claridad las frecuencias del suelo de 2.06 Hz y la del edificio 5.31 Hz.

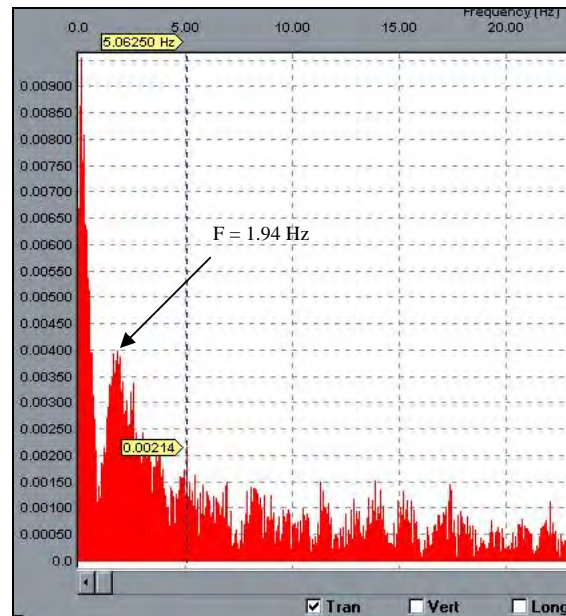


Figura D-4.2: Espectro de Fourier de la aceleración medida en el edificio Consultorios A, componente transversal. El periodo predominante del suelo es mayor que el fundamental del edificio (frecuencia del suelo menor que el edificio). Se observa con claridad las frecuencias del suelo de 1.94 Hz y la del edificio 5.06 Hz.

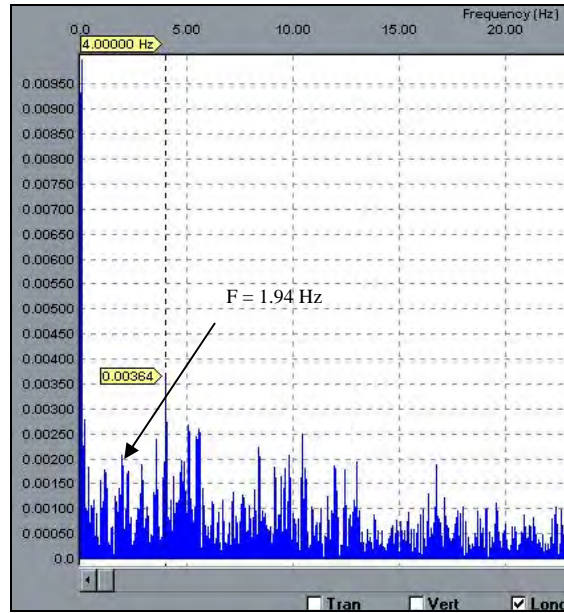


Figura D-4.3: Espectro de Fourier de la aceleración medida en el edificio Consultorios A, componente longitudinal. El periodo predominante del suelo es mayor que el fundamental del edificio (frecuencia del suelo menor que el edificio). Se observa con claridad las frecuencias del suelo de 1.94 Hz y la del edificio 4.00 Hz

ANEXO D-5

Tabla D-5: Periodos de suelos detectados con el ensayo de vibración ambiental en el edificio.

Ensayo	Dirección T		Dirección L	
	Frecuencia(hz)	Periodo (seg)	Frecuencia(hz)	Periodo(seg)
E1	2.06	0.48	2.38	0.42
E2	1.94	0.52	1.94	0.52
E3	1.94	0.52	2.25	0.44
E4	2.00	0.50	1.94	0.52
E5	2.06	0.48	1.94	0.52
E6	1.94	0.52	2.00	0.50
E7	2.06	0.48	2.12	0.47
E8	1.94	0.52	1.94	0.52
E11	1.75	0.57	2.00	0.50
E12	1.87	0.53	2.00	0.50
E13	1.88	0.53	*	*
E14	1.88	0.53	*	*
E15	2.12	0.47	2.12	0.47
Periodo promedio		0.51		0.49

* No está claramente identificado.

Tabla D-8: Cálculo de centro de masa edificio consultorios A Piso 1

PRIMER PISO										
idem	ubicación	longitud	ancho	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
tab1	eje 2'	5.33	0.15	0.80	2.97	4.27	5.95	4.83	25.43	20.64
tab2	eje 2	1.95	0.15	0.29	2.97	1.56	13.52	3.74	21.13	5.85
tab3	eje 5	9.35	0.15	1.40	2.97	7.50	4.58	7.58	34.34	56.80
tab4	eje7	5.10	0.15	0.77	2.97	4.09	1.85	11.33	7.57	46.32
tab5	eje 7	1.22	0.15	0.18	2.97	0.98	5.99	11.33	5.86	11.08
tab6	eje 7'	1.75	0.15	0.26	2.97	1.40	7.48	12.33	10.49	17.30
tab7	eje 7'	2.60	0.20	0.52	2.97	3.71	13.60	12.33	50.41	45.68
tab8	eje 9	5.10	0.15	0.77	2.97	4.09	1.85	15.08	7.57	61.65
tab9	eje 9'	1.95	0.15	0.29	2.97	1.56	14.48	17.58	22.63	27.48
tab10	eje 9 (asc)	1.53	0.20	0.31	2.97	2.18	13.60	15.08	29.66	32.88
tab11	eje 10	0.79	0.28	0.22	2.97	1.18	10.40	18.83	12.30	22.26
tab12	eje 10	5.10	0.15	0.77	2.97	4.09	1.85	18.83	7.57	76.99
tab13	eje 10	1.40	0.15	0.21	2.97	1.12	15.10	18.83	16.95	21.13
tab14	eje 11	1.40	0.15	0.21	2.97	1.12	0.00	22.58	0.00	25.34
tab15	eje 11	2.70	0.15	0.41	2.97	2.17	2.85	22.18	6.17	48.01
tab16	eje 11	2.80	0.15	0.42	2.97	2.25	6.50	22.18	14.59	49.79
tab24	eje 11	0.28	0.20	0.06	2.97	0.30	8.90	22.18	2.66	6.64
tab17	eje 11	1.42	0.15	0.21	2.97	1.14	10.80	22.18	12.30	25.25
tab18	eje 11	2.95	0.15	0.44	2.97	2.37	13.90	22.18	32.88	52.46
tab20	eje 11'	0.30	0.15	0.05	2.97	0.24	0.00	25.73	0.00	6.19
tab21	eje 12	1.10	0.15	0.17	2.97	0.88	2.55	26.88	2.25	23.71
tab22	eje 13	1.10	0.15	0.17	2.97	0.88	8.80	26.88	7.76	23.71
tab23	eje 14	1.10	0.15	0.17	2.97	0.88	15.05	26.88	13.28	23.71
tab25	eje9	3.40	0.15	0.51	1.20	1.10	8.50	15.08	9.36	16.61
tab26	eje11'	1.35	0.15	0.20	2.10	0.77	0.80	25.73	0.61	19.69
tab27	eje12	1.99	0.15	0.30	1.05	0.56	4.30	26.88	2.43	15.16
tab28	eje12	2.00	0.15	0.30	1.05	0.57	6.70	26.88	3.80	15.24
tab29	eje12	2.22	0.15	0.33	2.10	1.26	10.60	26.88	13.34	33.83
tab30	eje12	2.00	0.15	0.30	1.05	0.57	13.10	26.88	7.43	15.24
	eje 7'	1.80	0.15	0.27	1.05	0.51	8.60	12.33	4.39	6.29
tab19	eje11"	2.60	0.15	0.39	1.80	1.26	14.00	26.88	17.69	33.96
muropileta		2.70	0.50	1.35	2.97	7.22	13.60	9.43	98.15	68.02
tab1	eje B	2.20	0.15	0.33	2.97	1.76	-0.70	11.33	-1.23	19.98

Tabla D-8: Cálculo de centro de masa edificio consultorios A Piso 1

tab2	eje B	2.30	0.15	0.35	2.97	1.84	-0.70	18.83	-1.29	34.72
tab3	eje B	2.90	0.15	0.44	2.97	2.33	-0.70	23.89	-1.63	55.56
tab4	eje B'	2.30	0.15	0.35	2.97	1.84	1.65	23.73	3.04	43.76
tab5	eje B'	1.15	0.25	0.29	2.97	1.54	1.65	26.08	2.54	40.08
tab6	eje C	2.92	0.15	0.44	2.97	2.34	3.35	12.59	7.84	29.47
tab7	eje C	2.75	0.15	0.41	2.97	2.20	3.35	16.44	7.37	36.19
tab8	eje C	2.80	0.15	0.42	2.97	2.25	3.35	22.82	7.52	51.23
tab9	eje C'	3.60	0.15	0.54	2.97	2.89	4.48	9.40	12.93	27.14
tab10	eje C'	5.00	0.15	0.75	2.97	4.01	4.38	24.62	17.56	98.71
tab11	eje C''	0.46	0.25	0.12	2.97	0.61	5.70	14.92	3.50	9.17
tab12	eje D	1.55	0.15	0.23	2.97	1.24	8.55	3.08	10.63	3.82
tab13	eje D	3.40	0.15	0.51	2.97	2.73	8.55	23.78	23.31	64.82
tab14	eje D	0.60	0.28	0.17	2.97	0.90	8.55	26.68	7.68	23.96
tab15	eje D'	5.05	0.15	0.76	2.97	4.05	9.80	10.10	39.65	40.85
tab16	eje D'	0.69	0.26	0.18	2.97	0.96	9.80	14.92	9.40	14.31
tab24	eje E	3.40	0.15	0.51	2.97	2.73	11.05	23.78	30.13	64.82
tab17	eje E	0.60	0.28	0.17	2.97	0.90	11.05	26.68	9.92	23.96
tab18	eje E	3.07	0.20	0.61	2.97	4.38	12.30	13.54	53.83	59.24
tab20	eje E'	4.67	0.15	0.70	2.97	3.74	13.65	19.81	51.12	74.17
tab22	eje F	3.07	0.20	0.61	2.97	4.38	14.73	13.54	64.45	59.24
tab25	eje F	4.90	0.15	0.74	2.97	3.93	14.73	24.62	57.86	96.74
tab26	eje B	1.98	0.15	0.30	1.25	0.67	0.00	8.56	0.00	5.71
tab27	eje B	0.80	0.15	0.12	2.40	0.52	0.00	10.80	0.00	5.60
tab28	eje B	0.80	0.15	0.12	2.40	0.52	0.00	11.85	0.00	6.14
tab29	eje B	2.00	0.15	0.30	1.25	0.68	0.00	13.93	0.00	9.40
tab30	eje B	2.00	0.15	0.30	1.25	0.68	0.00	16.21	0.00	10.94
tab31	eje B	0.80	0.15	0.12	2.40	0.52	0.00	18.30	0.00	9.48
tab32	eje B	0.80	0.15	0.12	2.40	0.52	0.00	19.35	0.00	10.03
tab33	eje B	2.00	0.15	0.30	1.25	0.68	0.00	21.44	0.00	14.47
tab34	eje C	3.20	0.15	0.48	1.05	0.91	3.35	2.10	3.04	1.91
tab35	eje C'	2.08	0.15	0.31	1.05	0.59	6.75	13.43	3.98	7.92
tab36	eje D	1.98	0.15	0.30	1.05	0.56	8.55	1.32	4.80	0.74
C1		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	0.00	0.13	0.00	0.09
C1		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	8.55	0.13	6.30	0.09
C1		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	0.00	3.83	0.00	2.82

Tabla D-8: Cálculo de centro de masa edificio consultorios A Piso 1

C1	0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	14.73	22.58	10.85	16.63
C2	0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	3.35	0.13	1.85	0.07
C2	0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	3.35	11.33	1.85	6.26
C3	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	3.35	3.83	2.16	2.47
C3	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	8.55	3.83	5.51	2.47
C3	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	3.35	7.58	2.16	4.88
C3	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	3.35	15.08	2.16	9.72
C3	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	14.73	18.83	9.49	12.14
C13	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	12.30	3.83	7.93	2.47
C13	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	14.73	3.83	9.49	2.47
C13	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	12.30	6.63	7.93	4.27
C13	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	14.73	6.63	9.49	4.27
C13	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	12.30	9.38	7.93	6.04
C13	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	14.73	9.38	9.49	6.04
C4	0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	-1.05	7.58	-0.77	5.58
C4	0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	-1.05	11.33	-0.77	8.34
C4	0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	-1.05	15.08	-0.77	11.11
C6	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	6.15	7.58	3.96	4.88
C6	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	9.80	7.58	6.32	4.88
C6	0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	9.80	12.28	6.32	7.91
C5	0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	6.15	12.28	3.40	6.78
C5	0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	-1.05	22.58	-0.58	12.47
C5	0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	4.75	26.69	2.62	14.75
C5	0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	14.73	26.69	8.14	14.75
C7	0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	6.15	15.08	3.40	8.33
C7	0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	9.80	15.08	5.42	8.33
C8	0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	-1.05	18.83	-0.77	13.87
C9	0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	3.35	18.83	2.47	13.87
C9	0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	3.35	22.58	2.47	16.63
C9	0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	8.48	22.58	6.24	16.63
C10	0.50	0.25	0.13	3.07	0.92	9.80	18.83	9.03	17.34
C11	0.65	0.25	0.16	3.07	1.20	1.15	22.58	1.38	27.03
C11	0.65	0.25	0.16	3.07	1.20	8.43	26.78	10.09	32.06
C11	0.65	0.25	0.16	3.07	1.20	10.93	26.78	13.08	32.06
P1	1.35	0.20	0.27	3.07	1.99	1.15	26.28	2.29	52.27

Tabla D-8: Cálculo de centro de masa edificio consultorios A Piso 1

P2		1.10	0.15	0.17	3.07	1.22	-0.90	25.38	-1.09	30.85
						153.41			1105.41	2453.09
						Centro masa Xcm			7.21	
						Centro masa Ycm			15.99	

Tabla D-8.2: Cálculo de centro de masa de edificio consultorios A Piso 2.

SEGUNDO PISO										
idem	ubicación	longitud	ancho	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
tabiques										
1	eje2	2.58	0.15	0.39	1.01	0.70	10.69	3.83	7.52	2.69
	eje2	1.93	0.15	0.29	1.01	0.53	13.27	3.83	6.98	2.01
1a	eje2	5.25	0.15	0.79	2.97	4.21	1.93	3.83	8.10	16.10
1b	eje2	1.48	0.15	0.22	2.97	1.19	5.35	3.83	6.35	4.54
1c	eje 2	1.72	0.17	0.29	2.97	1.56	8.55	3.83	13.37	5.98
2	eje 2	1.95	0.15	0.29	1.65	0.87	13.52	3.74	11.74	3.25
3	eje 5	9.65	0.15	1.45	2.97	7.74	4.58	7.58	35.44	58.62
4	eje7	5.10	0.15	0.77	2.97	4.09	1.85	11.33	7.57	46.32
5	eje 7	1.22	0.15	0.18	2.97	0.98	5.99	11.33	5.86	11.08
6	eje 7'	1.31	0.15	0.20	2.97	1.05	5.03	12.33	5.28	12.95
	eje 7'	1.90	0.15	0.29	1.05	0.54	6.85	12.33	3.69	6.64
	eje 7'	1.70	0.15	0.26	2.97	1.36	8.85	12.33	12.06	16.80
7	eje 7'	2.60	0.20	0.52	2.97	3.71	13.60	12.33	50.41	45.68
8	eje 9	5.10	0.15	0.77	2.97	4.09	1.85	15.08	7.57	61.65
9	eje 9'	1.95	0.15	0.29	2.97	1.56	14.48	17.58	22.63	27.48
10	eje 9 (asc)	1.53	0.20	0.31	2.97	2.18	13.60	15.08	29.66	32.88
11	eje 10	0.79	0.28	0.22	2.97	1.18	10.40	18.83	12.30	22.26
12	eje 10	5.10	0.15	0.77	2.97	4.09	1.85	18.83	7.57	76.99
14	eje 11	1.40	0.15	0.21	2.97	1.12	0.00	22.58	0.00	25.34
15	eje 11	2.70	0.15	0.41	2.97	2.17	2.85	22.18	6.17	48.01
16	eje 11	2.80	0.15	0.42	2.97	2.25	6.50	22.18	14.59	49.79
24	eje 11	0.28	0.20	0.06	2.97	0.30	8.90	22.18	2.66	6.64
17	eje 11	1.42	0.15	0.21	2.97	1.14	10.80	22.18	12.30	25.25
18	eje 11	2.95	0.15	0.44	2.97	2.37	13.90	22.18	32.88	52.46
20	eje 11'	0.30	0.15	0.05	2.97	0.24	0.00	25.73	0.00	6.19
	eje 11'	2.05	0.15	0.31	2.97	1.64	0.32	23.33	0.53	38.34
	eje 11'	2.25	0.15	0.34	2.97	1.80	9.80	23.58	17.68	42.54
21	eje 12	1.10	0.15	0.17	2.97	0.88	2.55	26.88	2.25	23.71
22	eje 13	1.10	0.15	0.17	2.97	0.88	8.80	26.88	7.76	23.71
23	eje 14	1.10	0.15	0.17	2.97	0.88	15.05	26.88	13.28	23.71
25	eje9	3.40	0.15	0.51	1.20	1.10	8.50	15.08	9.36	16.61

Tabla D-8.2: Cálculo de centro de masa de edificio consultorios A Piso 2.

SEGUNDO PISO										
idem	ubicación	longitud	ancho	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
26	eje11'	1.35	0.15	0.20	2.10	0.77	0.80	25.73	0.61	19.69
27	eje12	1.99	0.15	0.30	1.05	0.56	4.30	26.88	2.43	15.16
28	eje12	2.00	0.15	0.30	1.05	0.57	6.70	26.88	3.80	15.24
29	eje12	2.22	0.15	0.33	2.10	1.26	10.60	26.88	13.34	33.83
30	eje12	2.00	0.15	0.30	1.05	0.57	13.10	26.88	7.43	15.24
C13	eje2'	0.39	0.29	0.11	2.97	0.60	12.30	6.58	7.34	3.92
C13	eje2'	0.37	0.29	0.11	2.97	0.57	14.73	6.58	8.45	3.77
V10	eje2'	1.95	0.15	0.29	1.60	0.84	13.28	6.58	11.18	5.54
1	eje B	2.20	0.15	0.33	2.97	1.76	-0.70	11.33	-1.23	19.98
2	eje B	2.30	0.15	0.35	2.97	1.84	-0.70	18.83	-1.29	34.72
3	eje B	2.90	0.15	0.44	2.97	2.33	-0.70	23.89	-1.63	55.56
	eje B	2.00	0.15	0.30	1.25	0.68	-0.70	6.58	-0.47	4.44
	eje B	0.80	0.15	0.12	2.97	0.64	-0.70	5.03	-0.45	3.22
	eje B	0.80	0.15	0.12	2.35	0.51	-0.70	4.23	-0.36	2.14
	eje B	2.00	0.15	0.30	1.25	0.68	-0.45	1.00	-0.30	0.68
	eje B	1.00	0.15	0.15	2.97	0.80	-0.45	2.80	-0.36	2.25
	eje B	0.80	0.15	0.12	2.35	0.51	-0.45	3.25	-0.23	1.65
4	eje B'	2.30	0.15	0.35	2.97	1.84	1.65	23.73	3.04	43.76
5	eje B'	1.15	0.25	0.29	2.97	1.54	1.65	26.08	2.54	40.08
	eje B'	1.75	0.15	0.26	1.80	0.85	2.00	10.58	1.70	8.99
6	eje C	2.92	0.15	0.44	2.97	2.34	3.35	12.59	7.84	29.47
7	eje C	2.75	0.15	0.41	2.97	2.20	3.35	16.44	7.37	36.19
8	eje C	2.80	0.15	0.42	2.97	2.25	3.35	22.82	7.52	51.23
	eje C	2.70	0.15	0.41	2.97	2.17	3.35	5.18	7.25	11.20
9	eje C'	4.90	0.15	0.74	2.97	3.93	4.48	9.40	17.60	36.94
10	eje C'	5.00	0.15	0.75	2.97	4.01	4.38	24.62	17.56	98.71
		3.83	0.15	0.57	2.97	3.07	4.45	1.91	13.65	5.87
		3.19	0.15	0.48	2.97	2.56	5.80	1.51	14.84	3.87
11	eje C''	0.46	0.25	0.12	2.97	0.61	5.70	14.92	3.50	9.17
12	eje D	1.55	0.15	0.23	2.97	1.24	8.55	3.08	10.63	3.82
13	eje D	3.40	0.15	0.51	2.97	2.73	8.55	23.78	23.31	64.82
14	eje D	0.60	0.28	0.17	2.97	0.90	8.55	26.68	7.68	23.96
15	eje D	5.05	0.15	0.76	2.97	4.05	8.20	10.10	33.17	40.85

Tabla D-8.2: Cálculo de centro de masa de edificio consultorios A Piso 2.

SEGUNDO PISO										
idem	ubicación	longitud	ancho	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
	eje D'	3.35	0.15	0.50	2.97	2.69	9.80	25.28	26.33	67.90
16	eje D'	0.69	0.26	0.18	2.97	0.96	9.80	14.92	9.40	14.31
24	eje E	3.40	0.15	0.51	2.97	2.73	11.05	23.78	30.13	64.82
17	eje E	0.60	0.28	0.17	2.97	0.90	11.05	26.68	9.92	23.96
18	eje E	3.07	0.20	0.61	2.97	4.38	12.30	13.54	53.83	59.24
20	eje F	4.67	0.15	0.70	2.10	2.65	14.73	19.81	38.99	52.44
22	eje F	3.07	0.20	0.61	2.97	4.38	14.73	13.54	64.45	59.24
25	eje F	4.90	0.15	0.74	2.97	3.93	14.73	24.62	57.86	96.74
26	eje B	1.98	0.15	0.30	1.25	0.67	0.00	8.56	0.00	5.71
27	eje B	0.80	0.15	0.12	2.40	0.52	0.00	10.80	0.00	5.60
28	eje B	0.80	0.15	0.12	2.40	0.52	0.00	11.85	0.00	6.14
29	eje B	2.00	0.15	0.30	1.25	0.68	0.00	13.93	0.00	9.40
30	eje B	2.00	0.15	0.30	1.25	0.68	0.00	16.21	0.00	10.94
31	eje B	0.80	0.15	0.12	2.40	0.52	0.00	18.30	0.00	9.48
32	eje B	0.80	0.15	0.12	2.40	0.52	0.00	19.35	0.00	10.03
33	eje B	2.00	0.15	0.30	1.25	0.68	0.00	21.44	0.00	14.47
34	eje C	3.20	0.15	0.48	1.25	1.08	3.35	2.10	3.62	2.27
35	eje C'	2.08	0.15	0.31	1.05	0.59	6.75	13.43	3.98	7.92
	eje E	2.50	0.15	0.38	1.65	1.11	12.30	7.78	13.70	8.66
36	eje D	1.98	0.15	0.30	1.05	0.56	8.55	1.32	4.80	0.74
C1		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	0.00	0.13	0.00	0.09
C1		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	8.55	0.13	6.30	0.09
C1		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	0.00	3.83	0.00	2.82
C1		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	14.73	22.58	10.85	16.63
C2		0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	3.35	0.13	1.85	0.07
C2		0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	3.35	11.33	1.85	6.26
C3		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	3.35	3.83	2.16	2.47
C3		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	8.55	3.83	5.51	2.47
C3		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	3.35	7.58	2.16	4.88
C3		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	3.35	15.08	2.16	9.72
C3		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	14.73	18.83	9.49	12.14
C13		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	12.30	3.83	7.93	2.47
C13		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	14.73	3.83	9.49	2.47

Tabla D-8.2: Cálculo de centro de masa de edificio consultorios A Piso 2.

SEGUNDO PISO										
idem	ubicación	longitud	ancho	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
C13		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	12.30	6.63	7.93	4.27
C13		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	14.73	6.63	9.49	4.27
C13		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	12.30	9.38	7.93	6.04
C13		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	14.73	9.38	9.49	6.04
C4		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	-1.05	7.58	-0.77	5.58
C4		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	-1.05	11.33	-0.77	8.34
C4		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	-1.05	15.08	-0.77	11.11
C6		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	6.15	7.58	3.96	4.88
C6		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	9.80	7.58	6.32	4.88
C6		0.35	0.25	0.09	3.07	0.64	9.80	12.28	6.32	7.91
C5		0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	6.15	12.28	3.40	6.78
C5		0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	-1.05	22.58	-0.58	12.47
C5		0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	4.75	26.69	2.62	14.75
C5		0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	14.73	26.69	8.14	14.75
C7		0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	6.15	15.08	3.40	8.33
C7		0.30	0.25	0.08	3.07	0.55	9.80	15.08	5.42	8.33
C8		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	-1.05	18.83	-0.77	13.87
C9		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	3.35	18.83	2.47	13.87
C9		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	3.35	22.58	2.47	16.63
C9		0.40	0.25	0.10	3.07	0.74	8.48	22.58	6.24	16.63
C10		0.50	0.25	0.13	3.07	0.92	9.80	18.83	9.03	17.34
C11		0.65	0.25	0.16	3.07	1.20	1.15	22.58	1.38	27.03
C11		0.65	0.25	0.16	3.07	1.20	8.43	26.78	10.09	32.06
C11		0.65	0.25	0.16	3.07	1.20	10.93	26.78	13.08	32.06
P1		1.35	0.20	0.27	3.07	1.99	1.15	26.28	2.29	52.27
P2		1.10	0.15	0.17	3.07	1.22	-0.90	25.38	-1.09	30.85
						170.14			1094.50	2556.10
									Centro de mas	6.43
									Centro de mas	15.02

Tabla D-8.3: Cálculo de centro de masa de edificio consultorios A

TERCER PISO								
idem	ubicación	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
tabiques	eje 1	0.19	2.97	1.00	-0.35	0.13	-0.35	0.13
	eje 1	0.15	2.97	0.80	9.50	0.13	7.62	0.10
1	eje2	0.39	1.01	0.70	10.69	3.83	7.52	2.69
	eje2	0.29	1.01	0.53	13.27	3.83	6.98	2.01
1a	eje2	0.79	2.97	4.21	1.93	3.83	8.10	16.10
1b	eje2	0.62	2.97	3.32	7.35	3.83	24.38	12.70
1c	eje 2	0.29	2.97	1.56	8.55	3.83	13.37	5.98
2	eje 2	0.29	1.65	0.87	13.52	3.74	11.74	3.25
3	eje 5	1.42	2.97	7.59	4.58	7.58	34.74	57.46
4	eje7	0.77	2.97	4.09	1.85	11.33	7.57	46.32
5	eje 7	0.18	2.97	0.98	5.99	11.33	5.86	11.08
6	eje 7'	0.15	2.97	0.80	5.03	12.33	4.03	9.88
	eje 7'	0.38	1.05	0.71	6.85	12.33	4.85	8.74
7	eje 7'	0.52	2.97	3.71	13.60	12.33	50.41	45.68
8	eje 9	0.77	2.97	4.09	1.85	15.08	7.57	61.65
		0.35	2.97	1.84	4.40	16.09	8.12	29.68
9	eje 9'	0.29	2.97	1.56	14.48	17.58	22.63	27.48
10	eje 9 (asc)	0.31	2.97	2.18	13.60	15.08	29.66	32.88
11	eje 10	0.22	2.97	1.18	10.40	18.83	12.30	22.26
12	eje 10	0.77	2.97	4.09	1.85	18.83	7.57	76.99
14	eje 11	0.21	2.97	1.12	0.00	22.58	0.00	25.34
15	eje 11	0.41	2.97	2.17	2.85	22.18	6.17	48.01
16	eje 11	0.42	2.97	2.25	6.50	22.18	14.59	49.79
24	eje 11	0.06	2.97	0.30	8.90	22.18	2.66	6.64
17	eje 11	0.21	2.97	1.14	10.80	22.18	12.30	25.25
18	eje 11	0.44	2.97	2.37	13.90	22.18	32.88	52.46
20	eje 11'	0.05	2.97	0.24	0.00	25.73	0.00	6.19
	eje 11'	0.31	2.97	1.64	0.32	23.33	0.53	38.34
	eje 11'	0.34	2.97	1.80	9.80	23.58	17.68	42.54
21	eje 12	0.17	2.97	0.88	2.55	26.88	2.25	23.71
22	eje 13	0.17	2.97	0.88	8.80	26.88	7.76	23.71
23	eje 14	0.17	2.97	0.88	15.05	26.88	13.28	23.71
25	eje9	0.51	1.20	1.10	8.50	15.08	9.36	16.61
26	eje11'	0.20	2.10	0.77	0.80	25.73	0.61	19.69
27	eje12	0.30	1.05	0.56	4.30	26.88	2.43	15.16
28	eje12	0.30	1.05	0.57	6.70	26.88	3.80	15.24
29	eje12	0.33	2.10	1.26	10.60	26.88	13.34	33.83
30	eje12	0.30	1.05	0.57	13.10	26.88	7.43	15.24
C13	eje2'	0.11	2.97	0.60	12.30	6.58	7.34	3.92
C13	eje2'	0.11	2.97	0.57	14.73	6.58	8.45	3.77
V10	eje2'	0.29	1.60	0.84	13.28	6.58	11.18	5.54
1	eje B	0.33	2.97	1.76	-0.70	11.33	-1.23	19.98

Tabla D-8.3: Cálculo de centro de masa de edificio consultorios A

TERCER PISO								
idem	ubicación	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
2	eje B	0.35	2.97	1.84	-0.70	18.83	-1.29	34.72
3	eje B	0.44	2.97	2.33	-0.70	23.89	-1.63	55.56
	eje B	0.30	1.25	0.68	-0.70	6.58	-0.47	4.44
	eje B	0.12	2.97	0.64	-0.70	5.03	-0.45	3.22
	eje B	0.12	2.35	0.51	-0.70	4.23	-0.36	2.14
	eje B	0.30	1.25	0.68	-0.45	1.00	-0.30	0.68
	eje B	0.15	2.97	0.80	-0.45	2.80	-0.36	2.25
	eje B	0.12	2.35	0.51	-0.45	3.25	-0.23	1.65
4	eje B'	0.35	2.97	1.84	1.65	23.73	3.04	43.76
5	eje B'	0.29	2.97	1.54	1.65	26.08	2.54	40.08
	eje B'	0.26	1.80	0.85	2.00	10.58	1.70	8.99
6	eje C	0.44	2.97	2.34	3.35	12.59	7.84	29.47
7	eje C	0.41	2.97	2.20	3.35	16.44	7.37	36.19
8	eje C	0.42	2.97	2.25	3.35	22.82	7.52	51.23
	eje C	0.41	2.97	2.17	3.35	5.18	7.25	11.20
9	eje C'	0.74	2.97	3.93	6.15	9.40	24.17	36.94
10	eje C'	0.75	2.97	4.01	9.80	24.62	39.29	98.71
		0.57	2.97	3.07	4.45	1.91	13.65	5.87
		0.48	2.97	2.56	5.80	1.51	14.84	3.87
11	eje C''	0.12	2.97	0.61	5.70	14.92	3.50	9.17
12	eje D	0.23	2.97	1.24	8.55	3.08	10.63	3.82
13	eje D	0.51	2.97	2.73	8.55	23.78	23.31	64.82
14	eje D	0.17	2.97	0.90	8.55	26.68	7.68	23.96
15	eje D	0.76	2.97	4.05	8.20	10.10	33.17	40.85
	eje D'	0.50	2.97	2.69	9.80	25.28	26.33	67.90
16	eje D'	0.18	2.97	0.96	9.80	14.92	9.40	14.31
24	eje E	0.51	2.97	2.73	11.05	23.78	30.13	64.82
17	eje E	0.17	2.97	0.90	11.05	26.68	9.92	23.96
18	eje E	0.61	2.97	4.38	12.30	13.54	53.83	59.24
20	eje E	0.70	2.10	2.65	12.30	19.81	32.57	52.44
22	eje F	0.61	2.97	4.38	14.73	13.54	64.45	59.24
25	eje F	0.74	2.97	3.93	14.73	24.62	57.86	96.74
26	eje B	0.30	1.25	0.67	0.00	8.56	0.00	5.71
27	eje B	0.12	2.40	0.52	0.00	10.80	0.00	5.60
28	eje B	0.12	2.40	0.52	0.00	11.85	0.00	6.14
29	eje B	0.30	1.25	0.68	0.00	13.93	0.00	9.40
30	eje B	0.30	1.25	0.68	0.00	16.21	0.00	10.94
31	eje B	0.12	2.40	0.52	0.00	18.30	0.00	9.48
32	eje B	0.12	2.40	0.52	0.00	19.35	0.00	10.03
33	eje B	0.30	1.25	0.68	0.00	21.44	0.00	14.47
34	eje C	0.48	1.25	1.08	3.35	2.10	3.62	2.27
35	eje C'	0.31	1.05	0.59	6.75	13.43	3.98	7.92

Tabla D-8.3: Cálculo de centro de masa de edificio consultorios A

TERCER PISO								
idem	ubicación	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
	eje E	0.38	1.65	1.11	12.30	7.78	13.70	8.66
	eje F'	0.26	2.97	1.40	15.73	18.82	22.07	26.41
	eje F'	0.49	1.20	1.05	15.73	18.50	16.56	19.48
36	eje D	0.30	1.05	0.56	8.55	1.32	4.80	0.74
C1		0.10	3.07	0.74	0.00	0.13	0.00	0.09
C1		0.10	3.07	0.74	8.55	0.13	6.30	0.09
C1		0.10	3.07	0.74	0.00	3.83	0.00	2.82
C1		0.10	3.07	0.74	14.73	22.58	10.85	16.63
C2		0.08	3.07	0.55	3.35	0.13	1.85	0.07
C2		0.08	3.07	0.55	3.35	11.33	1.85	6.26
C3		0.09	3.07	0.64	3.35	3.83	2.16	2.47
C3		0.09	3.07	0.64	8.55	3.83	5.51	2.47
C3		0.09	3.07	0.64	3.35	7.58	2.16	4.88
C3		0.09	3.07	0.64	3.35	15.08	2.16	9.72
C3		0.09	3.07	0.64	14.73	18.83	9.49	12.14
C13		0.09	3.07	0.64	12.30	3.83	7.93	2.47
C13		0.09	3.07	0.64	14.73	3.83	9.49	2.47
C13		0.09	3.07	0.64	12.30	6.63	7.93	4.27
C13		0.09	3.07	0.64	14.73	6.63	9.49	4.27
C13		0.09	3.07	0.64	12.30	9.38	7.93	6.04
C13		0.09	3.07	0.64	14.73	9.38	9.49	6.04
C4		0.10	3.07	0.74	-1.05	7.58	-0.77	5.58
C4		0.10	3.07	0.74	-1.05	11.33	-0.77	8.34
C4		0.10	3.07	0.74	-1.05	15.08	-0.77	11.11
C6		0.09	3.07	0.64	6.15	7.58	3.96	4.88
C6		0.09	3.07	0.64	9.80	7.58	6.32	4.88
C6		0.09	3.07	0.64	9.80	12.28	6.32	7.91
C5		0.08	3.07	0.55	6.15	12.28	3.40	6.78
C5		0.08	3.07	0.55	-1.05	22.58	-0.58	12.47
C5		0.08	3.07	0.55	4.75	26.69	2.62	14.75
C5		0.08	3.07	0.55	14.73	26.69	8.14	14.75
C7		0.08	3.07	0.55	6.15	15.08	3.40	8.33
C7		0.08	3.07	0.55	9.80	15.08	5.42	8.33
C8		0.10	3.07	0.74	-1.05	18.83	-0.77	13.87
C9		0.10	3.07	0.74	3.35	18.83	2.47	13.87
C9		0.10	3.07	0.74	3.35	22.58	2.47	16.63
C9		0.10	3.07	0.74	8.48	22.58	6.24	16.63
C10		0.13	3.07	0.92	9.80	18.83	9.03	17.34
C11		0.16	3.07	1.20	1.15	22.58	1.38	27.03
C11		0.16	3.07	1.20	8.43	26.78	10.09	32.06
C11		0.16	3.07	1.20	10.93	26.78	13.08	32.06
P1		0.27	3.07	1.99	1.15	26.28	2.29	52.27

Tabla D-8.3: Cálculo de centro de masa de edificio consultorios A

TERCER PISO									
idem	ubicación	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi	
P2		0.17	3.07	1.22	-0.90	25.38	-1.09	30.85	
				176.78			1175.57	2621.13	
				Centro de masa Xi			6.65		
				Centro de masa Yi			14.83		

Tabla D-8.4: Cálculo de centro de masa de edificio Consultoios A

CUARTO PISO								
idem	ubicación	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
tabiques	eje 1	1.29	2.97	6.87	-0.35	0.13	-2.40	0.86
	eje 7'	0.50	1.05	1.26	6.85	12.33	8.63	15.53
10	eje 9 (asc)	0.31	2.97	2.18	####	15.08	29.66	32.88
20	eje 11'	0.05	2.97	0.24	0.00	25.73	0.00	6.19
	eje 11'	0.31	2.97	1.64	0.32	23.33	0.53	38.34
	eje 11'	0.34	2.97	1.80	9.80	23.58	17.68	42.54
21	eje 12	0.17	2.97	0.88	2.55	26.88	2.25	23.71
22	eje 12	0.17	2.97	0.88	8.80	26.88	7.76	23.71
23	eje 12	0.17	2.97	0.88	####	26.88	13.28	23.71
26	eje11'	0.20	2.10	0.77	0.80	25.73	0.61	19.69
27	eje12	0.30	1.05	0.56	4.30	26.88	2.43	15.16
28	eje12	0.30	1.05	0.57	6.70	26.88	3.80	15.24
29	eje12	0.33	2.10	1.26	####	26.88	13.34	33.83
30	eje12	0.30	1.05	0.57	####	26.88	7.43	15.24
V10	eje2'	0.29	1.60	0.84	####	6.58	11.18	5.54
1	eje B	0.33	2.97	1.76	-0.70	11.33	-1.23	19.98
2	eje B	0.35	2.97	1.84	-0.70	18.83	-1.29	34.72
3	eje B	0.44	2.97	2.33	-0.70	23.89	-1.63	55.56
	eje B	0.30	1.25	0.68	-0.70	6.58	-0.47	4.44
	eje B	0.12	2.97	0.64	-0.70	5.03	-0.45	3.22
	eje B	0.12	2.35	0.51	-0.70	4.23	-0.36	2.14
	eje B	0.30	1.25	0.68	-0.45	1.00	-0.30	0.68
	eje B	0.15	2.97	0.80	-0.45	2.80	-0.36	2.25
	eje B	0.12	2.35	0.51	-0.45	3.25	-0.23	1.65
4	eje B'	0.35	2.97	1.84	1.65	23.73	3.04	43.76
5	eje B'	0.29	2.97	1.54	1.65	26.08	2.54	40.08
18	eje E	0.61	2.97	4.38	####	13.54	53.83	59.24
22	eje F	0.61	2.97	4.38	####	13.54	64.45	59.24
25	eje F	0.74	2.97	3.93	####	24.62	57.86	96.74
26	eje B	0.30	1.25	0.67	0.00	8.56	0.00	5.71
27	eje B	0.12	2.40	0.52	0.00	10.80	0.00	5.60
28	eje B	0.12	2.40	0.52	0.00	11.85	0.00	6.14

Tabla D-8.4: Cálculo de centro de masa de edificio Consultoios A

CUARTO PISO								
idem	ubicación	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
29	eje B	0.30	1.25	0.68	0.00	13.93	0.00	9.40
30	eje B	0.30	1.25	0.68	0.00	16.21	0.00	10.94
31	eje B	0.12	2.40	0.52	0.00	18.30	0.00	9.48
32	eje B	0.12	2.40	0.52	0.00	19.35	0.00	10.03
33	eje B	0.30	1.25	0.68	0.00	21.44	0.00	14.47
	eje E	0.38	1.65	1.11	####	7.78	13.70	8.66
	eje F'	0.26	2.97	1.40	####	18.82	22.07	26.41
	eje F'	0.49	1.20	1.05	####	18.50	16.56	19.48
C1		0.10	3.07	0.74	0.00	0.13	0.00	0.09
C1		0.10	1.05	0.25	8.55	0.13	2.15	0.03
C1		0.10	3.07	0.74	0.00	3.83	0.00	2.82
C1		0.10	3.07	0.74	####	22.58	10.85	16.63
C2		0.08	3.07	0.55	3.35	0.13	1.85	0.07
C3		0.09	1.05	0.22	8.55	3.83	1.89	0.84
C3		0.09	3.07	0.64	####	18.83	9.49	12.14
C13		0.09	1.05	0.22	####	3.83	2.71	0.84
C13		0.09	1.05	0.22	####	3.83	3.25	0.84
C13		0.09	1.05	0.22	####	6.63	2.71	1.46
C13		0.09	1.05	0.22	####	6.63	3.25	1.46
C13		0.09	1.05	0.22	####	9.38	2.71	2.07
C13		0.09	1.05	0.22	####	9.38	3.25	2.07
C4		0.10	3.07	0.74	-1.05	7.58	-0.77	5.58
C4		0.10	3.07	0.74	-1.05	11.33	-0.77	8.34
C4		0.10	3.07	0.74	-1.05	15.08	-0.77	11.11
C6		0.09	1.05	0.22	9.80	12.28	2.16	2.71
C5		0.08	1.05	0.19	6.15	12.28	1.16	2.32
C5		0.08	3.07	0.55	-1.05	22.58	-0.58	12.47
C5		0.08	3.07	0.55	4.75	26.69	2.62	14.75
C5		0.08	3.07	0.55	####	26.69	8.14	14.75
C7		0.08	1.05	0.19	6.15	15.08	1.16	2.85
C7		0.08	1.05	0.19	9.80	15.08	1.85	2.85
C8		0.10	3.07	0.74	-1.05	18.83	-0.77	13.87
C11		0.16	3.07	1.20	8.43	26.78	10.09	32.06

Tabla D-8.4: Cálculo de centro de masa de edificio Consultoios A

CUARTO PISO								
idem	ubicación	Area	h	Masa	x	y	Xi . Mi	yi. Mi
C11		0.16	3.07	1.20	####	26.78	13.08	32.06
P1		0.27	3.07	1.99	1.15	26.28	2.29	52.27
P2		0.17	3.07	1.22	-0.90	25.38	-1.09	30.85
				71.55			425.79	1142.36
				Centro de masa Xcm			5.95	
				Centro de masa Ycm			15.97	

ANEXO D-9

PESO SÍSMICO DE EDIFICIOS CONSULTORIOS A Y CLÍNICA

Tabla D-9.1: Peso sísmico, masa e inercia de masa de edificio Consultorios A, por piso

Piso	Peso (Tn)	Masa W/g	Inercia de masa
1°	423.52	43.17	3871.67
2°	385.37	39.28	3522.92
3°	345.58	35.23	3159.17
4°	41.38	4.22	378.28
5°	38.71	3.95	13.67
6°	55.30	5.64	19.53
7°	19.94	2.03	7.04
	1309.80	133.52	

Tabla D-9.2: Peso sísmico, masa e inercia de masa de edificio Clínica, por piso

Piso	Peso (Tn)	Masa W/g	I° W/g*L2
1°	736.30	75.06	9697.48
2°	745.78	76.02	9822.33
3°	620.63	63.27	8174.04
4°	48.68	4.96	32.79
5°	41.35	4.22	12.15
6°	32.01	3.26	6.86
7° a	11.51	1.17	3.38
7° b	17.01	1.73	3.64
	2253.27	229.69	

ANEXO D-10

Módulo de Balasto: El coeficiente o módulo de Balasto K_s es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto σ y el asentamiento Δ que se produce, es decir $K_s = \sigma / \Delta$. Este parámetro tiene la dimensión de un peso específico, y aunque depende de las propiedades del terreno, no es una constante del mismo ya que el asentamiento de una cimentación apoyada en un medio pseudoelástico como lo es el suelo depende tanto de las dimensiones del área cargada como del propio suelo.

El módulo de Balasto, de hecho, va variando con la profundidad del suelo y con el ancho de la zapata, y se puede relacionar directamente con el SPT. Para el cálculo del este parámetro en el suelo del a clínica San Miguel se trabajó con la teoría de Terzaghi (1955) publicada como "*Evaluation of coefficients of subgrade reaction*" y otros autores más y recogida y adaptada por el Dr. Muzás (Ref. 40) donde halla una correlación entre el coeficiente de balasto y el valor N del ensayo SPT como sigue:

Arena seca o húmeda:

$$K_{30} \text{ (Kg/cm}^3\text{)} = 10^{\frac{N+2}{34}}$$

Arena sumergida:

$$K_{30} \text{ (Kg/cm}^3\text{)} = 0.6 \times 10^{\frac{N+2}{34}}$$

De donde se deduce para una zapata cuadrada:

Arena seca o húmeda:

$$K \text{ (t/m}^2\text{)} = 1000 \times 10^{\frac{N+2}{34}} \times \left(\frac{b+0.3}{2b} \right)^2$$

Arena sumergida:

$$K \text{ (t/m}^2\text{)} = 600 \times 10^{\frac{N+2}{34}} \times \left(\frac{b+0.3}{2b} \right)^2$$

Donde b es el ancho de la zapata en metros.

Luego el módulo de balasto de la losa o zapata rectangular (l y b en m) en función del de la losa cuadrada se define por (Terzaghi 1955):

$$k_{\text{rectangular}} = (2/3) k_{\text{cuadrado}} [1 + b/(2l)]$$

donde k_{cuadrada} se determina en función del tipo de suelo y del ensayo de placa de carga de 30x30 arriba mencionado.

Se tomo N promedio del suelo dependiendo influencia del bulbo de presiones, debido a que con el tiempo el valor del N cambia y por el mismo peso del edificio este ha debido aumentar. Algunas zapatas están conectadas. Además, dado que toda la edificación en la cimentación debe formar como una gran zapata, es correcto tomar el módulo al nivel promedio del bulbo.

Tabla D-10 : Módulo de balasto de giro alrededor ejes x, y, z en cimentación de Consultorios A

Zapata	B (m)	L (m)	N suelo	k rect,v (ton/m2)	Dim X (m)	Dim Y (m)	Ix	Iy	Ku x	Ku y	Ku z
ZC1	1.35	2.60	18.00	729.07	2.6	1.35	0.53308	1.9773	388.65	1441.6	1830.2
ZC12	1.20	1.95	18.00	791.70	1.95	1.2	0.2808	0.741488	222.31	587.04	809.35
ZC1C2	1.25	2.80	18.00	728.75	5.6	1.25	0.45573	18.29333	332.11	13331	13663
ZC1	2.20	2.30	28.00	1455.92	2.3	2.2	2.04087	2.230617	2971.3	3247.6	6218.9
ZC3	2.30	2.40	28.00	1441.65	2.4	2.3	2.4334	2.6496	3508.1	3819.8	7327.9
ZC3	2.25	2.40	28.00	1458.82	2.3	2.25	2.1832	2.281313	3184.9	3328	6512.9
ZC4	2.10	2.25	24.00	1114.35	2.25	2.1	1.73644	1.993359	1935	2221.3	4156.3
ZC3	1.95	2.05	24.00	1142.81	2.05	1.95	1.26671	1.399958	1447.6	1599.9	3047.5
ZC6	1.70	1.75	18.00	796.77	1.7	1.75	0.75924	0.716479	604.94	570.87	1175.8
ZC6	1.65	1.70	18.00	803.80	1.65	1.7	0.67554	0.636384	543	511.53	1054.5
ZC13	1.65	1.65	18.00	811.76	1.65	1.65	0.61767	0.617667	501.4	501.4	1002.8
ZC13	2.00	2.70	24.00	1054.24	2	2.7	3.2805	1.8	3458.4	1897.6	5356.1
ZC4	2.10	2.20	24.00	1122.40	2.2	2.1	1.69785	1.8634	1905.7	2091.5	3997.1
ZC2	1.95	2.05	24.00	1142.81	2.05	1.95	1.26671	1.399958	1447.6	1599.9	3047.5
ZC5	1.70	1.75	18.00	796.77	1.7	1.75	0.75924	0.716479	604.94	570.87	1175.8
ZC6	1.70	1.75	18.00	796.77	1.7	1.75	0.75924	0.716479	604.94	570.87	1175.8
LOSA A	4.00	4.40	28.00	1560.00	4.4	4	23.4667	28.39467	36608	44296	80904
ZC13	1.65	1.65	18.00	811.76	1.65	1.65	0.61767	0.617667	501.4	501.4	1002.8
ZC13C1	2.20	2.70	24.00	1057.21	2.2	2.7	3.60855	2.3958	3815	2532.9	6347.9
ZC4	2.10	2.20	24.00	1122.41	2.2	2.1	1.69785	1.8634	1905.7	2091.5	3997.2
ZC3	1.95	2.05	24.00	1142.81	2.05	1.95	1.26671	1.399958	1447.6	1599.9	3047.5
ZC7	1.60	1.65	18.00	811.31	1.6	1.65	0.59895	0.5632	485.93	456.93	942.86
ZC7	1.60	1.65	18.00	811.31	1.6	1.65	0.59895	0.5632	485.93	456.93	942.86
ZC8	2.10	2.20	24.00	1122.41	2.2	2.1	1.69785	1.8634	1905.7	2091.5	3997.2
ZC9	2.70	2.85	28.00	1387.63	2.85	2.7	4.67471	5.208553	6486.8	7227.5	13714
ZC10	2.80	3.00	28.00	1371.17	3	2.8	5.488	6.3	7525	8638.4	16163
ZC3	1.80	1.90	18.00	777.20	1.9	1.8	0.9234	1.02885	717.67	799.62	1517.3
ZC9	2.00	3.25	24.00	1006.02	6.85	2	4.56667	53.56985	4594.2	53892	58487
ZC11	2.00	2.80	24.00	1044.06	6.85	2	4.56667	53.56985	4767.9	55930	60698
ZC5	1.75	2.00	18.00	764.32	6.85	2	4.56667	53.56985	3490.4	40945	44435
ZC9	2.90	3.00	28.00	1377.00	2.9	3	6.525	6.09725	8984.9	8395.9	17381

ZC1	2.10	1.95	24.00	1168.89	1.95	2.1	1.50491	1.297603	1759.1	1516.8	3275.8
P2	2.40	2.40	24.00	1200.00	2.4	2.4	2.7648	2.7648	3317.8	3317.8	6635.5
P1	1.55	2.65	18.00	750.00	1.55	2.65	2.40374	0.822356	1802.8	616.77	2419.6
ZC5	2.00	2.05	24.00	1144.00	2	2.05	1.43585	1.366667	1642.6	1563.5	3206.1
ZC11	1.60	2.00	18.00	764.95	1.6	2	1.06667	0.682667	815.95	522.21	1338.2
ZC11	1.60	2.00	18.00	764.95	1.6	2	1.06667	0.682667	815.95	522.21	1338.2
ZC5	1.65	1.75	18.00	796.30	1.75	1.65	0.6551	0.736914	521.66	586.8	1108.5

El módulo de balasto de la losa rectangular (l y b en m) en función del de la losa cuadrada se define por (Terzaghi 1955):

$$k_{\text{rectangular}} = (2/3) k_{\text{cuadrado}} [1 + b/(2l)]$$

$$k_{\text{cuadrado, arenoso}} = k_{30} [(b+0,30)/(2b)]^2$$

$$\frac{N + 2}{34}$$

$$K30 = 600 \times 10$$

Tabla D-10.1: Módulo de balasto vertical y horizontal de cimentación de Consultorios A

Zapata	Ubicación Eje X-X'	B (m)	L (m)	N prom* suelo depe	K30	kcuad, aren (ton/m2)	k rect,v (ton/m2)	krect,h (ton/m2)
ZC1 y C2	1	1.25	2.80	18.00	2324.81	893.66	728.75	364.38
ZC1	1	1.35	2.60	18.00	2324.81	868.21	729.08	364.54
ZC12	1	1.20	1.95	18.00	2324.81	908.13	791.70	395.85
ZC1	2	2.20	2.30	28.00	4576.19	1477.33	1455.92	727.96
ZC3	2	2.30	2.40	28.00	4576.19	1461.96	1441.65	720.83
ZC3	2	2.25	2.30	28.00	4576.19	1469.47	1458.82	729.41
ZC13	2	1.65	1.65	24.00	3490.25	1218.70	1218.70	609.35
ZC13	2	2.00	2.00	24.00	3490.25	1153.97	1153.97	576.98
ZC4	5	2.10	2.25	24.00	3490.25	1139.68	1114.35	557.17
ZC3	5	1.95	2.05	24.00	3490.25	1161.70	1142.81	571.40
ZC6	5	1.70	1.75	18.00	2324.81	804.43	796.77	398.38
ZC6	5	1.65	1.70	18.00	2324.81	811.76	803.80	401.90
ZC13	4	1.65	1.65	18.00	2324.81	811.76	811.76	405.88
ZC13	4	2.00	2.70	24.00	3490.25	1153.97	1054.24	527.12
ZC4	7	2.10	2.20	24.00	3490.25	1139.68	1122.41	561.20
ZC2	7	1.95	2.05	24.00	3490.25	1161.70	1142.81	571.40
ZC5	7'	1.70	1.75	18.00	2324.81	804.43	796.77	398.38
ZC6	7'	1.70	1.75	18.00	2324.81	804.43	796.77	398.38
ZC13	Y	1.65	1.65	18.00	2324.81	811.76	811.76	405.88
ZC13	Y	2.20	2.70	24.00	3490.25	1126.76	1057.21	528.60
LOS. ASC1		1.50	1.50	18.00	2324.81	836.93	836.93	418.46
LOS. ASC2		1.20	1.50	18.00	2324.81	908.13	847.59	423.79

Zapata	Ubicación Eje X-X'	B (m)	L (m)	N prom* suelo depe	K30	kcuad, aren (ton/m2)	k rect,v (ton/m2)	krect,h (ton/m2)
LOS. ASC3		1.50	1.90	18.00	2324.81	836.93	778.20	389.10
LOS. ASC4		1.30	2.00	18.00	2324.81	880.40	777.69	388.84
LOS. ASC5		1.30	2.40	18.00	2324.81	880.40	745.89	372.95
LOS. ASC6		1.40	2.00	18.00	2324.81	856.98	771.28	385.64
LOS. ASC7		1.40	2.40	18.00	2324.81	856.98	737.95	368.98
ZC4	9	2.10	2.20	24.00	3490.25	1139.68	1122.41	561.20
ZC3	9	1.95	2.05	24.00	3490.25	1161.70	1142.81	571.40
ZC7	9	1.60	1.65	18.00	2324.81	819.58	811.31	405.65
ZC7	9	1.60	1.65	18.00	2324.81	819.58	811.31	405.65
ZC8	10	2.10	2.20	24.00	3490.25	1139.68	1122.41	561.20
ZC9	10	2.70	2.85	28.00	4576.19	1412.40	1387.63	693.81
ZC10	10	2.80	3.00	28.00	4576.19	1402.33	1371.17	685.59
ZC3	10	1.80	1.90	18.00	2324.81	791.08	777.20	388.60
ZC9	11	2.00	3.25	24.00	3490.25	1153.97	1006.02	503.01
ZC11	11	2.00	2.80	24.00	3490.25	1153.97	1044.06	522.03
ZC5	11	1.75	2.00	18.00	2324.81	797.55	764.32	382.16
ZC9	11	2.90	3.00	28.00	4576.19	1392.99	1377.51	688.76
ZC1	11	2.10	1.95	24.00	3490.25	1139.68	1168.90	584.45
P2	11'	2.40	2.40	24.00	3490.25	1104.34	1104.34	552.17
P1	12	1.55	2.65	18.00	2324.81	827.95	713.39	356.70
ZC5	12	2.00	2.05	24.00	3490.25	1153.97	1144.58	572.29
ZC11	12	1.60	2.00	18.00	2324.81	819.58	764.95	382.47
ZC11	12	1.60	2.00	18.00	2324.81	819.58	764.95	382.47
ZC5	12	1.65	1.75	18.00	2324.81	811.76	796.30	398.15

Zapata	Ubicación Eje X-X'	B (m)	L (m)	N prom* suelo depe	K30	kcuad, aren (ton/m2)	k rect,v (ton/m2)	krect,h (ton/m2)
--------	-----------------------	-------	-------	-----------------------	-----	-------------------------	----------------------	---------------------

ANEXO D-11

Espectro de respuesta

Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta consideremos una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, T , y con igual factor de amortiguamiento (ver Figura 01). Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (utilizando un registro de aceleraciones, $\ddot{u}_g(t)$), cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos, $u(t)$. Una vez que hemos calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo (en valor absoluto, dado que el signo no tiene importancia) de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T representa un punto del espectro.

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Se debe aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

La realización de un espectro de respuesta requiere de la ejecución de numerosos cálculos, dado que es necesario resolver la ecuación de equilibrio dinámico para determinar la historia (variación en el tiempo) de desplazamientos, velocidad y aceleraciones para una gran cantidad de estructuras con diferentes periodos de vibración, T , y factores de amortiguamiento.

Espectros de respuesta elástica: representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

Espectros de diseño: Los edificios no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes.

Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo.

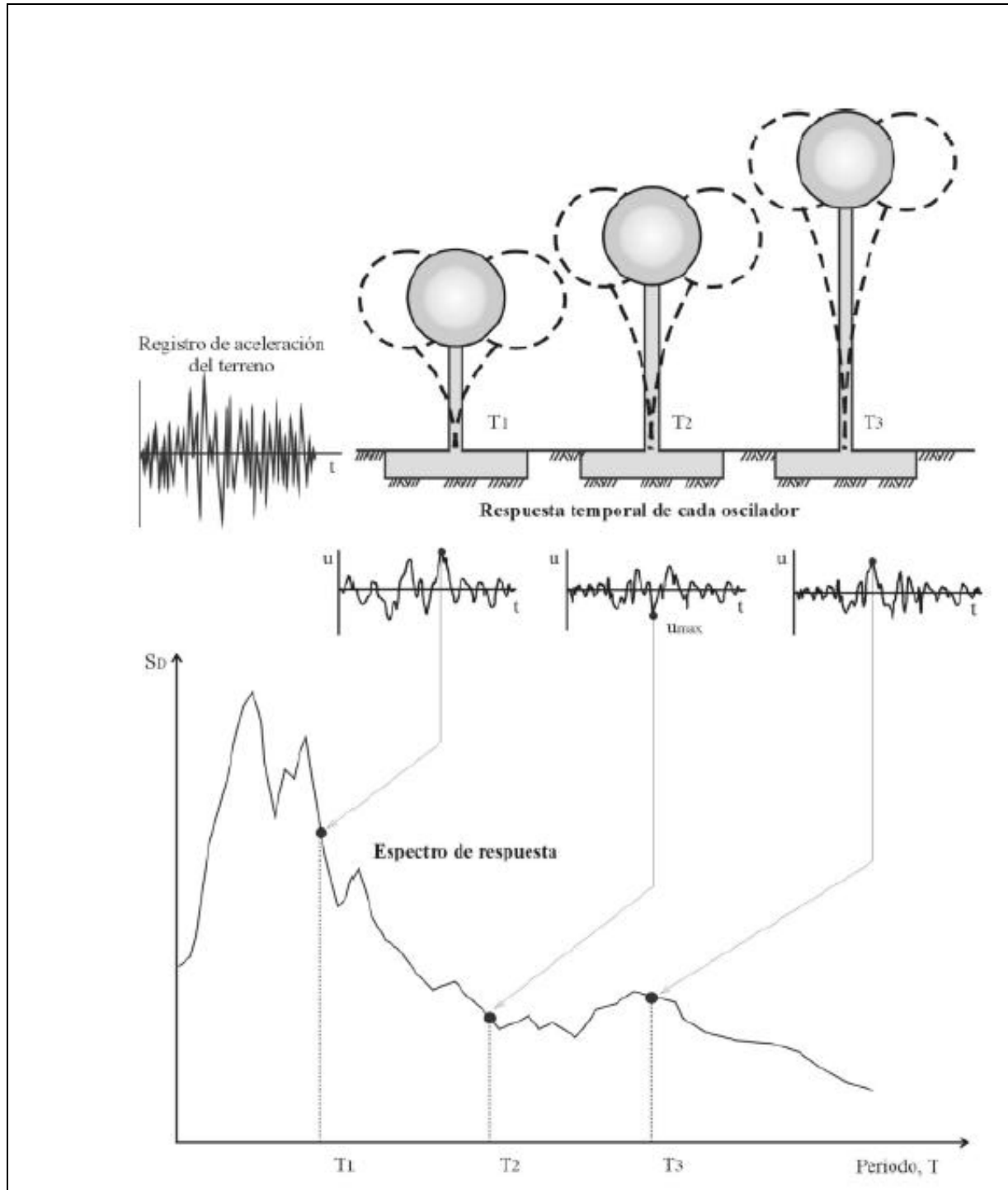


Figura 01 : Método de determinación de un espectro de respuesta.

Aceleración espectral: Se puede ejemplificar como una medida de la máxima fuerza experimentada por una masa en la parte superior de una caña por tener un particular

periodo de vibración natural. Los edificios bajos con pisos menores a 7 tienen periodos de 0.2 a 0.6 seg. Los edificios altos tienen periodos de 0.7 seg a más. Un registro de movimientos fuertes por sismo es hecho de cantidades variadas de energía a periodos diferentes. Un periodo natural de un edificio indica que parte del espectro del movimiento sísmico del suelo en el tiempo- historia tiene la capacidad de ingresar la energía dentro del edificio. Periodos mucho más cortos que el periodo natural del edificio o mucho más grandes tienen mucha capacidad de dañar el edificio. Así un mapa de valores espectrales probabilísticos en un periodo particular nos da un índice para relacionar las amenazas a edificios de un periodo determinado de acuerdo a su ubicación geográfica.

ANEXO D – 12

INFORMACIÓN OBTENIDA DE LAS REGIONES DE SISMICIDAD EN EE.UU. USADA PARA COMPARAR CON ESPECTRO DE RESPUESTA DEL SUELO LOCAL

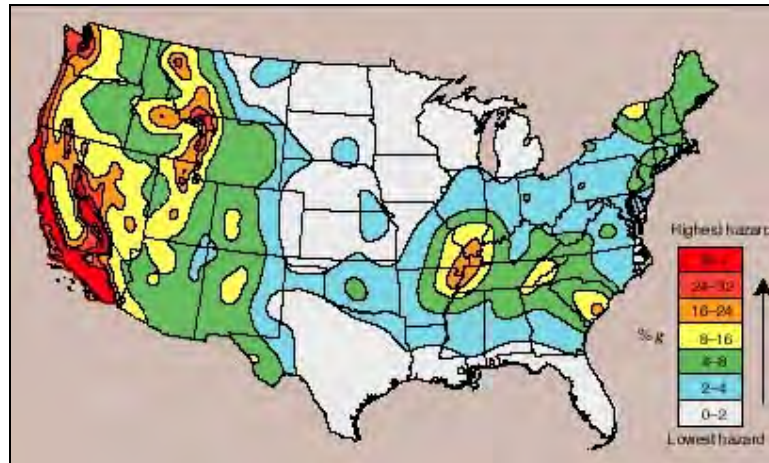


Figura Anexo 7.1: Mapa de las zonas de riesgo sísmico en EE.UU. de donde se observan las zona de mayor riesgo en la costa del Pacífico con $PGA > 0.32g$. (Ref. 59)

Valores de espectros de aceleración de respuesta para algunas localidades de la costa del Pacífico de EE.UU. con características similares a Piura (Región de sismicidad, tipo de suelo, magnitudes potenciales, fallas principales, etc.). Esta información (obtenida de Ref. 59) que sirvió para comparar el correcto S_s y S_1 .

```
The input zip-code is 90746.CARSON
ZIP CODE          90746
LOCATION           33.8596 Lat. -118.2552 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 6.1050 kms
NEAREST GRID POINT 33.9 Lat. -118.3 Long.
Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point
are:
```

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	47.026711	62.932041	83.934151
0.2 sec SA	114.144302	138.272598	188.308197
0.3 sec SA	109.055901	129.057098	183.203598
1.0 sec SA	39.684059	53.400242	73.609734

```
The input zip-code is 91732.EL MONTE
ZIP CODE          91732
LOCATION           34.0733 Lat. -118.0127 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 3.1831 kms
NEAREST GRID POINT 34.1 Lat. -118.0 Long.
Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point
are:
```

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	57.139790	74.137878	98.206917
0.2 sec SA	127.341904	169.338898	217.080505
0.3 sec SA	123.978203	160.673294	199.220901

1.0 sec SA 46.828430 63.314930 84.746292

The input zip-code is 90640.MONTEBELLO

ZIP CODE 90640
LOCATION 34.0156 Lat. -118.1107 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 1.9924 kms
NEAREST GRID POINT 34.0 Lat. -118.1 Long.

Probabilistic ground motion values, in %, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	44.148220	54.415218	72.319328
0.2 sec SA	114.129097	128.288300	175.628601
0.3 sec SA	109.454597	125.898399	169.317200
1.0 sec SA	39.869789	48.629829	69.254807

The input zip-code is 94502.ALAMEDA

ZIP CODE 94502
LOCATION 37.7384 Lat. -122.2422 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 5.6589 kms
NEAREST GRID POINT 37.7 Lat. -122.2 Long.

Probabilistic ground motion values, in %, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	63.115822	75.295921	96.889748
0.2 sec SA	137.390900	176.539597	220.759094
0.3 sec SA	129.649307	171.885101	209.354996
1.0 sec SA	61.194439	72.687843	100.187103

The input zip-code is 94061.REDWOOD CITY

ZIP CODE 94061
LOCATION 37.4629 Lat. -122.2327 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 5.0364 kms
NEAREST GRID POINT 37.5 Lat. -122.2 Long.

Probabilistic ground motion values, in %, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	57.323750	72.411057	92.064842
0.2 sec SA	126.071503	162.290497	193.134796
0.3 sec SA	125.988800	163.847397	194.947495
1.0 sec SA	64.398933	86.910606	113.778297

The input zip-code is 94065.REDWOOD CITY

ZIP CODE 94065
LOCATION 37.5324 Lat. -122.2488 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 5.6215 kms
NEAREST GRID POINT 37.5 Lat. -122.2 Long.

Probabilistic ground motion values, in %, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	57.323750	72.411057	92.064842
0.2 sec SA	126.071503	162.290497	193.134796
0.3 sec SA	125.988800	163.847397	194.947495
1.0 sec SA	64.398933	86.910606	113.778297

The input zip-code is 94301.PALO ALTO

ZIP CODE 94301
 LOCATION 37.4433 Lat. -122.1498 Long.
 DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 6.5187 kms
 NEAREST GRID POINT 37.4 Lat. -122.1 Long.
 Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point
 are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	60.112919	74.345383	96.569206
0.2 sec SA	127.878899	168.069199	204.173401
0.3 sec SA	127.690002	168.879196	210.525894
1.0 sec SA	65.570793	88.960564	117.902802

The input zip-code is 94303.PALO ALTO

ZIP CODE 94303
 LOCATION 37.4375 Lat. -122.1202 Long.
 DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 4.5329 kms
 NEAREST GRID POINT 37.4 Lat. -122.1 Long.
 Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point
 are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	60.112919	74.345383	96.569206
0.2 sec SA	127.878899	168.069199	204.173401
0.3 sec SA	127.690002	168.879196	210.525894
1.0 sec SA	65.570793	88.960564	117.902802

The input zip-code is 94306.PALO ALTO

ZIP CODE 94306
 LOCATION 37.4169 Lat. -122.1292 Long.
 DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 3.1925 kms
 NEAREST GRID POINT 37.4 Lat. -122.1 Long.
 Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point
 are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	60.112919	74.345383	96.569206
0.2 sec SA	127.878899	168.069199	204.173401
0.3 sec SA	127.690002	168.879196	210.525894
1.0 sec SA	65.570793	88.960564	117.902802

Valores de espectros de aceleración de respuesta para otras localidades de la costa del Pacifico de EE.UU. con características similares a Piura (Región de sismicidad, magnitudes potenciales, fallas principales, etc.). Esta información (obtenida de Ref. 59) que sirvió para comparar el correcto S_s y S_1 .

The input zip-code is 92101.SAN DIEGO

ZIP CODE 92101
 LOCATION 32.7211 Lat. -117.1643 Long.
 DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 4.0831 kms
 NEAREST GRID POINT 32.7 Lat. -117.2 Long.
 Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point
 are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	30.679359	43.902100	62.643879
0.2 sec SA	67.784157	107.875198	137.001602
0.3 sec SA	62.677132	102.641998	128.913300
1.0 sec SA	24.910641	37.400669	55.800461

The input zip-code is 92102.SAN DIEGO

ZIP CODE 92102
LOCATION 32.7146 Lat. -117.1140 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 2.0849 kms
NEAREST GRID POINT 32.7 Lat. -117.1 Long.
Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point

are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	26.322430	39.300529	65.272263
0.2 sec SA	59.788940	100.182999	141.231400
0.3 sec SA	56.260471	93.574707	129.745697
1.0 sec SA	21.552610	33.618740	55.300289

The input zip-code is 92501. RIVER SIDE

ZIP CODE 92501
LOCATION 33.9938 Lat. -117.3678 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 3.0526 kms
NEAREST GRID POINT 34.0 Lat. -117.4 Long.
Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point

are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	53.642910	65.408028	76.201263
0.2 sec SA	126.683800	154.229797	186.255798
0.3 sec SA	124.542397	142.937607	181.656799
1.0 sec SA	50.007580	65.006317	78.110321

The input zip-code is 90002.LOS ANGELES

ZIP CODE 90002
LOCATION 33.9491 Lat. -118.2432 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 6.7525 kms
NEAREST GRID POINT 33.9 Lat. -118.2 Long.
Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point

are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	44.301720	56.702080	75.979347
0.2 sec SA	112.170898	129.294495	181.637802
0.3 sec SA	106.919098	126.628899	176.032501
1.0 sec SA	38.325081	49.021851	70.835190

The input zip-code is 90003.LOS ANGELES

ZIP CODE 90003
LOCATION 33.9638 Lat. -118.2742 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 4.6685 kms
NEAREST GRID POINT 34.0 Lat. -118.3 Long.
Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point

are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	44.729179	55.507759	75.439217
0.2 sec SA	115.079102	129.214798	180.633804
0.3 sec SA	110.327202	126.765099	173.995804
1.0 sec SA	39.722420	48.672150	69.547691

The input zip-code is 90008.LOS ANGELES

ZIP CODE 90008
LOCATION 34.0107 Lat. -118.3428 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 4.1265 kms
NEAREST GRID POINT 34.0 Lat. -118.3 Long.

Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	44.729179	55.507759	75.439217
0.2 sec SA	115.079102	129.214798	180.633804
0.3 sec SA	110.327202	126.765099	173.995804
1.0 sec SA	39.722420	48.672150	69.547691

The input zip-code is 90012.LOS ANGELES

ZIP CODE 90012
LOCATION 34.0607 Lat. -118.2397 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 5.6941 kms
NEAREST GRID POINT 34.1 Lat. -118.2 Long.

Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	54.632851	72.145866	96.265022
0.2 sec SA	125.477997	164.140106	208.985901
0.3 sec SA	121.761597	152.862396	192.644897
1.0 sec SA	45.260899	59.931721	77.231056

The input zip-code is 90804.LONG BEACH

ZIP CODE 90804
LOCATION 33.7834 Lat. -118.1445 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 4.5158 kms
NEAREST GRID POINT 33.8 Lat. -118.1 Long.

Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	44.874210	61.093472	83.850441
0.2 sec SA	111.162300	133.111206	187.692596
0.3 sec SA	105.467400	127.856003	182.434799
1.0 sec SA	37.902660	51.587700	73.622093

The input zip-code is 90807.LONG BEACH

ZIP CODE 90807
LOCATION 33.8288 Lat. -118.1827 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 3.5749 kms
NEAREST GRID POINT 33.8 Lat. -118.2 Long.

Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	51.809940	70.680931	96.476959
0.2 sec SA	118.997299	157.833496	210.003403
0.3 sec SA	114.200897	148.213104	194.634995
1.0 sec SA	42.566330	60.786320	88.084427

The input zip-code is 91101.PASADENA

ZIP CODE 91101
LOCATION 34.1474 Lat. -118.1391 Long.
DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 6.3774 kms
NEAREST GRID POINT 34.1 Lat. -118.1 Long.

Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	55.382629	72.535477	95.233360

0.2 sec SA	126.466904	166.657303	209.724792
0.3 sec SA	123.007401	157.661407	194.242706
1.0 sec SA	46.305012	62.607071	84.152748

The input zip-code is 93105.SANTA BARBARA

ZIP CODE 93105
 LOCATION 34.4469 Lat. -119.7428 Long.
 DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 6.5260 kms
 NEAREST GRID POINT 34.4 Lat. -119.7 Long.

Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	51.709000	69.311897	93.878052
0.2 sec SA	120.931999	156.218796	197.334396
0.3 sec SA	117.318703	147.636398	192.277496
1.0 sec SA	43.450871	59.496140	83.046432

The input zip-code is 93107.SANTA BARBARA

ZIP CODE 93107
 LOCATION 34.4207 Lat. -119.8610 Long.
 DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 4.2562 kms
 NEAREST GRID POINT 34.4 Lat. -119.9 Long.

Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	38.628979	53.895130	77.209023
0.2 sec SA	102.518997	126.090599	179.746399
0.3 sec SA	96.702606	123.638901	175.970093
1.0 sec SA	33.551701	47.606270	71.332321

The input zip-code is 93406.SAN LUIS OBISPO

ZIP CODE 93406
 LOCATION 35.2460 Lat. -120.6406 Long.
 DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 6.3041 kms
 NEAREST GRID POINT 35.2 Lat. -120.6 Long.

Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	26.932529	41.270401	76.128349
0.2 sec SA	60.885700	103.398598	157.467697
0.3 sec SA	58.255032	97.574387	148.895996
1.0 sec SA	26.375219	38.124828	61.748909

The input zip-code is 94104.SAN FRANCISCO

ZIP CODE 94104
 LOCATION 37.7913 Lat. -122.4008 Long.
 DISTANCE TO NEAREST GRID POINT 0.9730 kms
 NEAREST GRID POINT 37.8 Lat. -122.4 Long.

Probabilistic ground motion values, in %g, at the Nearest Grid point are:

	10%PE in 50 yr	5%PE in 50 yr	2%PE in 50 yr
PGA	52.652241	64.996529	76.519142
0.2 sec SA	121.613899	140.141602	181.000397
0.3 sec SA	120.938004	140.440201	181.974304
1.0 sec SA	57.698441	71.828140	100.142998

ANEXO E-1

Distintas soluciones prácticas y sencillas que pueden evitar una pérdida del bien.

