

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Estudio comparativo entre diseño convencional y diseño con
aisladores sísmicos para el pabellón de aulas de tres niveles
para la Universidad San Pedro Filial Sullana**

Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil

Autor

García Monterroso Roque, Cesar Augusto

Asesor

Flores Reyes, Gumercindo

Sullana – Perú

2018

Título

**Estudio comparativo entre diseño convencional y diseño con aisladores
sísmicos para el pabellón de aulas de tres niveles para la Universidad San
Pedro Filial Sullana**

Palabras clave:

TEMA	: Diseño estructural, Aisladores sísmicos
ESPECIALIDAD	Estructuras

Key Words

Theme	Structural design, Seismic Isolators
Specialty	Structures

Líneas de investigación

- 1 Ingeniería y tecnología
- 1.2. Ingeniería Civil
- 1.2.1 Ingeniería Civil

RESUMEN

El aislamiento sísmico es una estrategia de diseño basada en la premisa de que es posible separar una estructura de los movimientos del suelo mediante la introducción de elementos entre la estructura y su cimentación, disipando de forma pasiva la energía sísmica. Así el aislador sísmico representa un filtro del movimiento sísmico horizontal, que no deja pasar la energía hacia la estructura que se encuentra sobre él. Como el movimiento horizontal debido a sismo es la causa principal del daño en la estructura, el aislador sísmico la protege reduciendo su vibración lateral en valores del orden de 6 a 8 veces

Con esta investigación se realizó un estudio comparativo entre diseño convencional y diseño con aisladores sísmicos para el pabellón de aulas de tres niveles para la Universidad San Pedro Filial Sullana

En cuanto a los resultados se determinó una reducción de distorsiones y aceleraciones de entrepiso en el orden de un 60% por lo que ocurría un balance de costos entre el aumento de los aisladores y la reducción de acero en los elementos estructurales.

ABSTRACT

Seismic isolation is a design strategy based on the premise that it is possible to separate a structure from the movements of the soil by introducing elements between the structure and its foundation, passively dissipating the seismic energy. Thus the seismic isolator represents a filter of the horizontal seismic movement, which does not allow the energy to pass to the structure that is on it. As the horizontal movement due to earthquake is the main cause of the damage in the structure, the seismic insulator protects it reducing its lateral vibration in values of the order of 6 to 8 times

With this research, a comparative study was made between conventional design and design with seismic isolators for the pavilion of three-level classrooms for the University San Pedro Filial Sullana

Regarding the results, a reduction of distortions and accelerations of the mezzanine was determined in the order of 60%, so a balance of costs between the increase of the insulators and the reduction of steel in the structural elements occurred.

Índice General

Contenido

Título	i
Palabras clave - key words – Línea de investigación	ii
Resumen	iii
Abstract	iv
Índice	v
I). Introducción	1
II). Metodología	45
III). Resultados	46
IV). Análisis y discusión	79
V). Conclusiones y Recomendaciones	92
VI). Referencias bibliográficas	93
VII). Anexos	94

I. CAPITULO: INTRODUCCIÓN

Los sismos se han convertido a lo largo de la historia en un tema que involucra a la humanidad en sus diferentes dimensiones generando para los profesionales espacios para la investigación y el estudio de alternativas que permitan disminuir su impacto sus consecuencias. Las estructuras son diseñadas con diferentes métodos que hacen que estas tengan un adecuado nivel de resistencia, dándole capacidad de disipar energía y permitir el desplazamiento suficiente para que estas no colapsen.

El aislamiento sísmico, es un concepto que en los últimos años ha tomado interés dada su probada efectividad frente a los terremotos en países como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda y Chile.

El aislamiento sísmico reduce notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el periodo fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base empotrada, a la vez que permiten reducir los esfuerzo sísmicos notablemente y pueden ser adaptados a estructuras nuevas, así como también se pueden incorporar en puentes y edificios existentes.

El aislamiento sísmico es una estrategia de diseño basada en la premisa de que es posible separar una estructura de los movimientos del suelo mediante la introducción de elementos entre la estructura y su fundación, disipando de forma pasiva la energía sísmica. Así el aislador sísmico representa un filtro del movimiento sísmico horizontal, que no deja pasar la energía hacia la estructura que se encuentra sobre él. Como el movimiento horizontal debido a sismo es la causa principal del daño en la estructura, el aislador sísmico la protege reduciendo su vibración lateral en valores del orden de 6 a 8 veces

En función a lo mencionado se plantea esta investigación para analizar diseñar estructuralmente, y describir el comportamiento del PABELLON DE AULAS DE 3 NIVELES EN LA USP-SULLANA.

Arriaga, J. (2005) concluye que el resultado del análisis modal tridimensional y diseño del edificio Vanguardia Convencional, aplica la norma NCh 433 con su respectivo espectro y el código ACI 318-02 fueron satisfactorios.

Con respecto a los resultados del diseño la principal característica es que existe una importante relación de armadura (Kg/m^3) debido a los esfuerzos que tienen que soportar los elementos estructurales.

Saavedra, M. (2005). Indica que en general, analizando los principales resultados del problema con respecto a los desplazamientos calculados para los distintos modelos utilizados, se puede apreciar que las aproximaciones obtenidas mediante el procedimiento simplificado no presentaron diferencias muy significativas en relación a los resultados obtenidos con ETABS – NO LINEAL, es decir, la magnitud del error es de un orden razonable para una etapa de prediseño.

Korswagen, P., Arias, J y Haringa, P. (2012). Definió que la aislación sísmica de edificaciones en el Perú resulta Beneficiosa en la mayoría de los casos, debido a que las frecuencias predominantes de los sismos altos, como es el caso de las estructuras con aislación, no amplifican las aceleraciones.

Como sugerencia, es preferible utilizar aisladores de mayor área transversal, debido a que estos son más eficientes: para obtener una capacidad de carga dada, con una misma altura de aislador, es decir, se logrará una menor rigidez lateral y por ende una mayor reducción de la fuerza sísmica, al utilizar un aislador de mayor diámetro que varios de diámetro menor.

Castilla, J. y Montes, L. (2005). se enfocó en analizar el comportamiento de estructuras altas como las que vemos en la ciudad de Cartagena, este análisis permitió determinar las variaciones en los valores de variables como el periodo fundamental, las derivas, el cortante basal y el amortiguamiento, todo esto basado en un análisis de tipo estático. Además, también se analizó la influencia del uso de los aisladores en la variación del costo de las estructuras, es decir, en las cantidades de concreto y acero en vigas y columnas, siendo este el objetivo principal de esta investigación. El proceso para determinar la viabilidad del uso del sistema de aislamiento sísmico se puede resumir así: (1). Diseño de las estructuras no aisladas de acuerdo a los parámetros establecidos por la NSR-10, se diseñaron 3 edificaciones que están actualmente en construcción en

Cartagena. (2). Diseño de las estructuras aisladas acorde con los parámetros establecidos por la norma colombiana y se agregaron otros parámetros de código UBC. El principal parámetro que se maneja es que las estructuras solo trabajan a carga vertical, siendo esta una gran ventaja del uso de los aisladores sísmicos. (3). Diseño de los aisladores sísmicos, en esta investigación se utilizaron los HDR de la compañía Bridgestone, para el diseño de estos aisladores se utilizaron manuales y otras herramientas que permitieron conocer las características de cada aislador. (4). Análisis y Comparación de alternativas, en esta parte se analizaron los datos obtenidos en el diseño de las estructuras aisladas y no aisladas y se determinó la factibilidad económica de la implementación del sistema. Para obtener los datos necesarios para el análisis se utilizaron el software ETABS y DC-CAD.

García, F. y Pinedo, Ch. (2014). Indican que el resultado del análisis modal tridimensional del edificio Centro de Convenciones y Rectorado de la Universidad San Pedro de Chimote convencional, aplicado la norma E-030 RNE con su respectivo espectro y la E-060 RNE fueron satisfactorios. Existió un buen comportamiento del edificio cumpliendo con las disposiciones de corte basal y presentando aceptables valores de desplazamiento relativo que estuvieron dentro de los rangos establecidos, todo esto bajo el marco conceptual y filosofía de diseño tradicional establecido en el E-030 RNE. Se implementa un proceso iterativo de diseño para la aislación en estudio, con el que se define las características de los dispositivos, verificando niveles de seguridad adecuados. El resultado del diseño fue satisfactorio ya que se obtuvieron dimensiones adecuadas y factibles de realizar, y con propiedades de los elastómeros disponibles en el mercado. Para el sistema LRB se obtuvieron aisladores con un diámetro exterior de 60 cm, un diámetro interior de plomo de 12 cm, una altura total de 25 cm, en total fueron 38 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. Se aplicó un análisis dinámico no lineal según lo establecido en la norma FEMA-274, con un registro tiempo historia de la ciudad de Chimote del Terremoto del 31 de mayo de 1970, para la implementación de las propiedades en el programa computacional ETABS2013. Los resultados del ADNL fueron los esperados, con un período principal muy cercano a los 2.5 seg, siendo los tres primeros modos muy cercanos entre sí (período aislados traslacionales y el período aislado torsional). Al someter al edificio Centro de Convenciones y Rectorado de la Universidad San Pedro de Chimote

convencional al registro y evaluarlo con el edificio Centro de Convenciones y Rectorado de la Universidad San Pedro de Chimbote asilado con el sistema LRB con los mismos parámetros, los resultados fueron claros y concluyentes, el comportamiento del edificio Centro de Convenciones y Rectorado de la Universidad San Pedro de Chimbote aislado fue muy superior a su similar convencional, en lo que se refiere a los desplazamientos laterales estos están marcados por el desplazamiento del sistema de aislación para el caso aislado, pero sobre la interfaz de aislación se comporta prácticamente como un cuerpo rígido a diferencia de lo que sucede en el edificio base fija en donde los desplazamientos se presentan en todos los niveles y con importantes amplificaciones en altura, dentro de esto mismo y como consecuencia de lo anterior la magnitud de los drift presentó una importante disminución, con factores de reducción de 7.4 en la dirección X y de 5.8 en la dirección Y; para la aceleración absoluta se tiene que el factor “filtro” que tiene la aislación sobre la aceleración del suelo es altamente efectivo con un valor de 94%, el factor de reducción característico que se presentó en ambas direcciones de análisis fue de 15, siendo una diferencia importante entre los dos tipos de estructuras, además en el caso Centro de Convenciones y Rectorado de la Universidad San Pedro de Chimbote aislado las amplificaciones en altura fueron bastantes discretas, lo que no sucede en el caso convencional, que es un indicador que los momentos de volteo serán menores para la situación aislada; los valores del esfuerzo de corte sólo vienen a corroborar lo anterior, el registro del 31 Mayo de 1970 genera una importante exigencia sobre este parámetro y el sistema de aislación respondió correctamente produciendo factores de reducción sobre la estructura convencional de 7.15 en la dirección X y de 13.2 en la dirección Y, valores que incluso resultaron ser superiores a lo que se esperaba.

La investigación se justifica porque mediante Decreto supremo n° 003-2016-vivienda decreto supremo que modifica la norma técnica e.030 “diseño sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones, aprobada por decreto supremo n° 011-2006-vivienda, considera en la categoría A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de

agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Asimismo dentro de las edificaciones esenciales considera la categoría A1 e indica que las nuevas edificaciones en dicha categoría tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3 (caso establecimientos de Salud del Sector Salud).

En tal sentido, se propone con la investigación comprender el comportamiento y el uso de aisladores sísmicos en edificios destinados a infraestructura universitaria, como es el caso del pabellón de aulas.

La investigación a realizar va a permitir una mejora en el diseño de las estructuras esenciales aplicando la teoría del aislamiento.

Sullana se encuentra ubicada en la zona 4 de la NTE-030 (La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica).

El estudio del uso de aisladores sísmicos en locales educativos permitirá, por un lado, incrementar el periodo de vibración de la estructura alejándola de los periodos naturales del suelo, y por otro lado reducir sustancialmente la aceleración en la estructura con respecto a la aceleración del suelo en las cercanías. (Kuroiwa, 2005)

Lo ideal es analizar y diseñar un edificio que pueda minimizar o reducir los daños a los elementos estructurales, ya que si estos llegan a fallar o colapsar causarían grandes pérdidas de vidas humanas, por ello se busca tener una edificación que cuente con aisladores en la base capaz de disipar la energía producida por los sismos, sin que las aceleraciones del suelo alteren el desempeño de la estructura con aisladores; y por último que no tenga la necesidad de ser reparadas a corto plazo.

Por lo expuesto líneas arriba nos planteamos el siguiente problema de investigación:
¿El estudio comparativo entre diseño convencional y diseño con aisladores

**sísmicos para el pabellón de aulas de tres niveles para la Universidad San Pedro
Filial Sullana, permitirá determinar cuál de ellos tiene un mejor desempeño?**

Aislador elastomérico

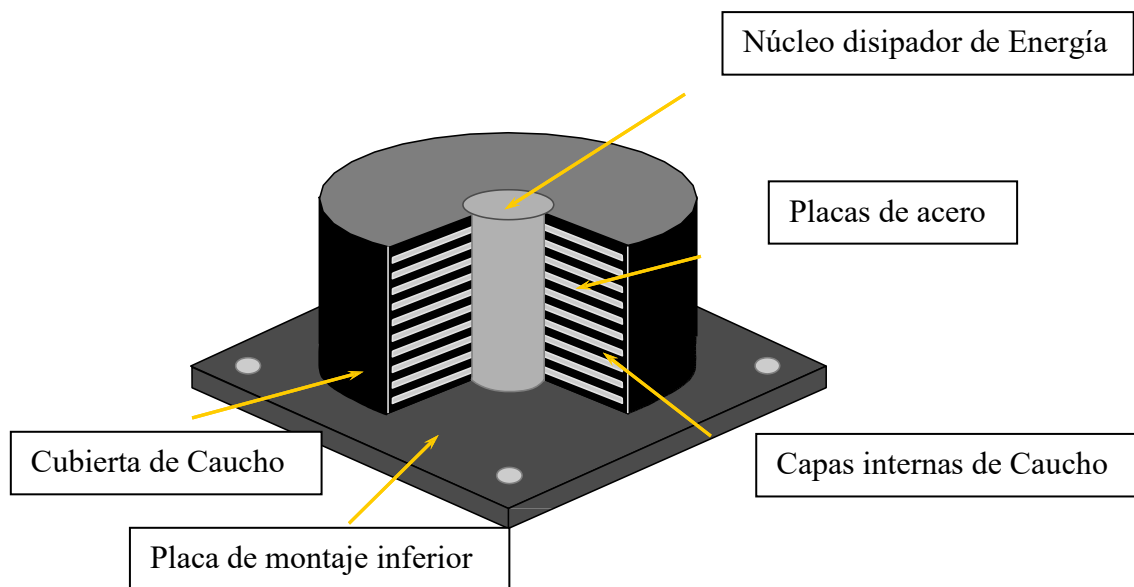


Figura 1. Partes de un aislador elastomérico con núcleo de plomo.

Fuente: Patente USA No. 4, 117,637, 4, 499,694 y 4, 593,502

Normas empleadas

En el presente estudio de investigación se hará uso de normas nacionales e internacionales, las mismas que se describen a continuación:

- Norma E020 – RNE
- Norma E030 – RNE
- Norma E050 – RNE
- Norma E060 – RNE
- ASCE7-10 Capitulo 17
- ASCE7-10 Capitulo 18

Ingeniería Sísmica

Los eventos sísmicos son un fenómeno natural que nos han acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro, esta afirmación tiene su base en que como es sabido la distribución de los sismos en el mundo no es igualitaria, existen lugares donde estos eventos se concentran más, ya sea en cantidad como en intensidad, Perú está ubicado en una de las regiones sísmicamente más activa del mundo, ya que se ubica prácticamente sobre una gran falla geológica, la interacción entre la Placa Sudamericana y la de Nazca, como ejemplo de esto nuestro país tiene una frecuencia en terremotos 2 veces más alta que la de Japón, que es el país que le sigue y durante el periodo sísmico que se entiende desde el fin del siglo XVI hasta el presente, un sismo de magnitud 7.5 cada 15 años. Prácticamente todos ellos han provocado pérdidas humanas y económicas considerables, además de miedo e inseguridad en las personas. Como se puede ver esta natural característica pasa a ser parte de la “personalidad” de nuestro país conllevando que los niveles de vulnerabilidad y exposición debidos a los efectos de los sismos sea alto. La sismicidad en Perú está caracterizada por al menos tres rasgos de importancia: número de sismos por unidad de tiempo, gran tamaño y una diversidad de ambientes tectónicos donde estos ocurren (zonas sismogénicas). Hay que tener en claro que los efectos adversos generados por los terremotos no son directos del mecanismo de sismo, más bien de las fallas de estructuras construidas por el ser humano.

El interés del hombre por tener la capacidad de entender y enfrentar los sismos es tan antiguo como los mismos, con el pasar del tiempo se desarrollaron dos áreas la sismología que se ocupa del tema desde el punto de vista de las ciencias de la tierra y la ingeniería civil que tenía como preocupación generar construcciones confiables y seguras, la ingeniería sísmica emerge a principios del siglo XX como una rama interdisciplinaria de esta última, generando un nexo entre la sismología y la ingeniería civil, orientada primariamente a los sismos son inevitables está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites aceptables mediante el control del medio destruido. Por todo lo anterior nuestro país presenta múltiples desafíos ante el problema sísmico y toma una relevancia importante la investigación de estructuras resistentes a los

sismos tanto de punto de vista estructural como funcional, ya que se presta un servicio directo a toda la población del país. Perú es un laboratorio natural

excepcional para entender los fundamentos de los procesos sísmicos y comprobar el buen funcionamiento de múltiples dispositivos que se puedan generar para el control de vibraciones producidas por los sismos sobre las estructuras tal como son los aisladores basales, los cuales son un sistema de control pasivo que se ha venido desarrollando en las últimas décadas que logran mitigar y controlar todos los tipos de daños que generan los terremotos.

Los códigos de diseño tienen como objetivo proteger las vidas humanas evitando el colapso de las estructuras, la respuesta ante la amenaza sísmica es el desarrollo vigoroso de la ingeniería sísmica; en los criterios de diseño sísmico de edificios convencionales se trabaja con un balance entre la resistencia y capacidad de deformación de la estructura para que ésta a través de la disipación de energía que genera la plastificación de los elementos estructurales resista el sismo; ha sido costumbre aceptar que para sismos severos se permitan daños estructurales, pero se evite el colapso. En países con economías más avanzadas ya se ha cuestionado este concepto, exigiendo que se evite no solo el colapso, sino que también los daños estructurales significativos.

En los últimos tiempos han surgido nuevas ideas respecto a la protección ante el peligro sísmico. En la base a consideraciones derivadas del avance tecnológico, se ha propuesto resolver el problema de hacer las construcciones más seguras, de otra manera, y conseguir que el sismo afecte menos a las estructuras. La idea es de acoplar a la estructura un sistema mecánico y lograr que este último absorba una parte de la energía sísmica que le llega al conjunto. Se podría plantear la siguiente ecuación global:

$$E_{\text{sísmica}} = E_{\text{estructura}} + E_{\text{sistema mecánico}}$$

$$E = \text{energía}$$

De esta manera la energía sísmica que le responde a la estructura se reduce notablemente. Se han ideado diversos dispositivos que representan a lo que se ha denominado sistema mecánico y que en la literatura técnica se denominan como sistemas de protección pasiva. Estos sistemas han tomado varias formas: disipadores pasivos, fluencia de metales, fricción, deformación de metales sólidos viscoelásticos, deformación de fluidos viscoelásticos, extrusión de metales, etc.

El sistema pasivo ha tomado mayor desarrollo en el aislamiento en la base, esta se trata de apoyar a la estructura no directamente sobre el terreno sino que sobre aisladores que desacoplen el movimiento del suelo con respecto al de la estructura, reduciendo la respuesta sísmica. La aislación basal tiene dos principios fundamentales que son la flexibilización y el aumento de amortiguamiento, logrando reducir las aceleraciones y concentrando el desplazamiento en el sistema de aislación con la contribución de la amortiguación.

Todas estas tendencias e investigaciones fueron la génesis de la norma ASCE7-10 norma Americana de Diseño y Análisis de Edificios con Aislación Sísmica, la que entrega los criterios para la correcta elección e implementación de un sistema de aislamiento sísmico, en particular los sistemas de aislamiento basal, esta última norma muestra la línea que tiene el país en esta campo, el cual es generar y normar sobre dispositivos que protejan de mejor manera a la estructura, a las personas y manteniendo la serviciabilidad de las estructuras logrando disminuir las pérdidas económicas que se generan después de un sismo severo.

Sistemas de aislamiento sísmico

Aislamiento Sísmico

El aislamiento sísmico es una técnica de control que puede ser pasivo o combinado con sistemas de amortiguamiento u otras técnicas de control esto se conoce como aislamiento inteligente y no será abarcado en esta monografía. Hoy por hoy la tecnología de aislamiento, es ampliamente usada en estructuras civiles, sus resultados, por demás satisfactorios, han logrado ser comprobados tanto en eventos reales como experimentales. Básicamente, el aislamiento sísmico es una técnica que consiste en

desacoplar una estructura del suelo, colocando un mecanismo entre la cimentación de la estructura y el suelo, colocando un mecanismo entre la cimentación de la estructura y el suelo. Este dispositivo es muy flexible en la dirección horizontal; pero, sumamente rígido en la dirección vertical.

Al ser la estructura muy flexible en la dirección horizontal, los edificios de pequeña a mediana altura experimentan grandes desplazamientos en su base; sin embargo, los desplazamientos en la superestructura, se mantienen en el rango elástico con deformaciones mínimas, es decir, la respuesta que caracteriza a estos edificios, altas deformaciones y periodos cortos, se ve modificada.

De esta manera, los edificios aislados sísmicamente logran tener un comportamiento, por mucho, superior al de los edificios que no cuentan con dispositivos aisladores de base, es decir, luego de un sismo los edificios pueden ser habilitados inmediatamente, ya que los equipos de gran sensibilidad no sufrirán mayores daños. Esto resulta fundamental, por ejemplo, en el caso de hospitales, centros de comunicación o industrias donde a veces el equipo al interior del edificio supera con creces el precio de la estructura.

Con disipadores sísmicos, otorgar nuevas capacidades de absorción de la energía sísmica a la estructura existente se vuelve más fácil y usualmente se evita la intervención de cimentaciones (Maholtra, Carson, & Pall, 2004). Particularmente, cuando se usan disipadores sísmicos a fricción en línea, al ser independientes de la velocidad y de la rotación, estos permiten una flexibilidad mayor en la instalación, pues desde el inicio del análisis estructural se pueden incluir y planear más fácilmente porque su comportamiento es modelado como cualquier otro elemento de viga, columna o diagonal, ver figura 2.

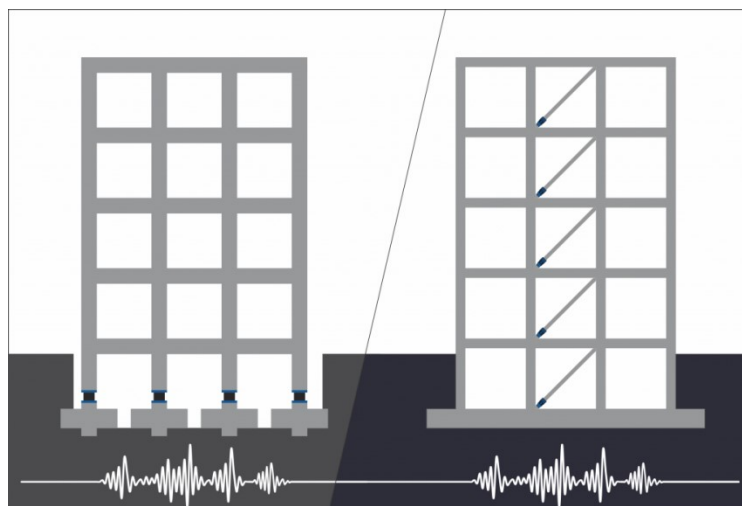


Figura 2. Aisladores y disipadores.

Fuente: www.quateck.com

Los Suelos Flexibles y los Sistemas Aislados

Como hemos podido observar hasta el momento los sistemas aislados se presentan como un solución bastante atractiva, pero ya vimos que una de las primeras restricciones es la cantidad de niveles, que están relacionados al periodo.

Hay otras restricciones pero una que se considera importante abarcar al principio es que no se aconseja el uso de sistemas aislados en suelos tipo 4 o peores”, esto se debe a que los suelos con estas características pueden filtrar las altas frecuencias generadas por el sismo y generar frecuencias que produzcan periodos largos como sucedió en la ciudad de México en 1985 en este caso, las estructuras flexibles fueron las que sufrieron daño severo y colapso, hablamos de edificios de más de 15 niveles, mientras que los edificios como iglesias y otros que inclusive eran de época colonial no sufrieron daños tan severos. Estos se debió a que el periodo largo del suelo amplificó de manera indeseable los desplazamientos de la estructura ya flexibles.

En la Figura 3, la línea roja representa la respuesta del suelo suave y la línea azul la respuesta del suelo firme, aquí se aprecia de manera gráfica lo que habíamos mencionado anteriormente, las estructuras flexibles estarían sometidas a mayores fuerzas cortantes en el caso de suelos suaves.

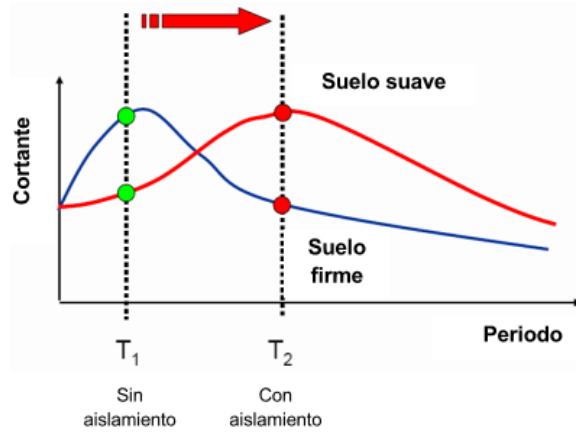


Figura 3: Respuesta de estructura aislada en suelo blando.

Fuente: Diseño sísmico de puentes con aisladores y con disipadores
 Colegio de ingenieros del Perú consejo nacional
 Freddy duran c.

Experiencias de aislamiento Sísmico en Perú.

El proyecto “Edificio Corporativo GyM”, ubicado en el distrito de Miraflores – Lima, consiste en la construcción de un edificio de oficinas, este consta de 4 sótanos, 7 pisos y una azotea

- El área techada de este proyecto es de 17,233m².
- Área del terreno: 1,698.75m².
- El sistema de aislamiento usado es el Núcleo de Plomo.



Figura 4 Nueva sede Graña y Montero

Fuente: CDV Perú

El proyecto “**Edificio Multifamiliar Madre**”, ubicado en el distrito de Miraflores – Lima, consiste en la construcción de un edificio de oficinas, este consta de 17 pisos y 2 sótanos. El edificio tiene un área total de 1,200m² y está aislado en sobre 33 aisladores HDR.



Figura 5 Edificio Multifamiliar Madre

Fuente: CDV Perú

El proyecto “**Nuevo Campus UTEC**”, ubicado en el distrito de Barranco, Lima, consiste en la construcción de un edificio educativo, este consta de 2 sótanos y 10 pisos.

- El área techada es 33,945.50m². Área del terreno es 14,692.50m²



Figura 6. Nuevo campus UTEC

Fuente: CDV Perú

El proyecto “**Centro de Información e Investigación de la FIC - UNI**”, ubicado en el distrito de Rímac, consiste en la construcción de un edificio educativo, este consta de 8 pisos.

- Área techada es 4,800m²
- El sistema de aislamiento usado es el de Aisladores con núcleo de plomo.



Figura 7 Centro de Información e Investigación de la FIC – UNI.

Fuente: CDV Perú

Requerimientos mínimos de diseño de estructuras aisladas en la base.

Para la mayoría de las estructuras que existen se han creado normas y criterios de análisis y diseño estructural, en el caso de los aisladores de base no es la excepción. En el Reglamento Nacional de Edificaciones E030 2016 (Anexo 3) se encuentra contemplado en el artículo 3.9 “Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones del Reglamento Nacional de edificaciones, y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente: “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

El estándar ASCE 7-10, en su capítulo 17, contiene lo que se considera el estado del arte en cuanto al análisis y diseño de estructuras aisladas sísmicamente. Este se divide en 8 secciones principales que contienen criterios de cumplimiento obligatorio, salvo las excepciones que se hacen en el mismo documento.

Provisiones de diseño del Estándar ASCE 7-10

De acuerdo a la siguiente lista expondremos, resumidamente, las y divisiones del capítulo 17 del estándar ASCE 7-10:

1. Conceptos generales
2. Requerimientos generales de diseño
3. Movimiento del terreno para estructuras aisladas sísmicamente
4. Selección del procedimiento de análisis
5. Procedimiento de la fuerza lateral equivalente
6. Procedimiento de análisis dinámico
7. Revisión del diseño
8. Pruebas

A partir de la lista anterior, podemos observar que los tres primeros numerales son introductorios al análisis y diseño, que desde el 4 al 6 corresponden al diseño y prototipos, características mecánicas y de diseño de los aisladores.

Conceptos Generales

En esta sección se definen los términos normalmente se utilizan en los siguientes numerales, como podemos apreciar en la Tabla 1

Tabla 1 Términos, notaciones y definiciones

Termino	Definición	Notación	unidades	Ecuación
Desplazamiento de Diseño	Desplazamiento calculado para el sismo de diseño, excluye desplazamientos adicionales por torsión.	D_D D'_D	Pulg o mm	4- 20 4- 31
Desplazamiento total de diseño	Desplazamiento calculado para el sismo de diseño aquí se incluyen desplazamientos por torsión	D_{TD}	Pulg o mm	4- 24
Desplazamiento total máximo	El máximo desplazamiento causado por el máximo terremoto posible incluye torsión	D_{TM}	Pulg o mm	4- 25
Amortiguamiento Efectivo	El valor del amortiguamiento viscoso equivalente correspondiente a la energía disipada durante la respuesta cíclica del sistema de aislamiento	β_D $= \beta_{eff}$	NA	4- 36
Rigidez efectiva	El valor de la fuerza lateral en el sistema de aislamiento dividido entre el desplazamiento lateral correspondiente	k_{eff}	kips/in o kN/mm	4- 35
Desplazamiento Máximo	El máximo desplazamiento debido al máximo terremoto posible no incluye torsión	D_M D'_M	Pulg o mm	4- 22 4- 32
Interfaz de	El límite entre la porción superior de la estructura, la	NA	NA	NA

Fuente: ASCE 7-10

Se define también en esta sección la tabla 2 que corresponde a los valores de B_D o B_M en dependencia del amortiguamiento efectivo

Tabla 2: Factores de amortiguamiento efectivo

Factores B_D, B_M en dependencia del amortiguamiento efectivo.	
Amortiguamiento efectivo B_D o B_M como porcentaje del amortiguamiento crítico	Factor B_D o B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2

Fuente: ASCE 7-10

Requerimientos Generales de Diseño

Los requerimientos generales de diseño están relacionados a algunos parámetros que son conocidos para nosotros, por ejemplo; grupo y zona sísmica. Sin embargo, también son incluidos otros que son específicos para los sistemas aislados.

Grupo

Grupo C, sin importar el tipo de estructura que vaya a construirse, es decir, no importa si por ejemplo, es un hospital el que se construirá, si se usa aisladores de base debería de asignársele al grupo C, esto es específicamente para el sistema aislado, la superestructura en un análisis separado debe ser clasificada en el grupo que le corresponde según su importancia.

Zona Sísmica (Aceleración Espectral)

Otro factor importante que hay que determinar es la aceleración espectral máxima posible para periodos de 0.2 segundos (S_s) y 1 segundo (S_1), con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, esta información será extraída del artículo 2.1 Zonificación de la E-030 del RNE. En el estándar ASCE 7-10 en la sección 11.4.3 se definen dos términos que son usados para la determinación de las aceleraciones espectrales y estos son los siguientes:

$$S_{MS} = FaS_s$$

$$S_{M1} = FvS_1$$

Donde:

S_{MS} : Aceleración espectral máxima posible para un periodo de 0.2 segundos

S_{M1} : Aceleración espectral máxima posible para un periodo de 1.0 segundo

Fa: Factor de amplificación por tipo de terreno para periodo de 0.2 segundos puede encontrarse en la Cuadro 4-3 mapa para un periodo de 0.2 segundos

S_1 : Valor de aceleración espectral máxima del mapa para un periodo de 1.0 segundo

Tabla 3 Factores de amplificación de suelo para periodo corto

Factores de amplificación del suelo para periodo corto F_a					
Tipo Suelo	Respuestas para periodo corto				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 0.1$	$S_s \geq 1.25$
I: Afloramiento rocoso ($v_s > 750$) m/s	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
II: Suelo firme ($360 \leq v_s \leq 750$) m/s	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
III: Suelo moderadamente blando ($180 \leq v_s \leq 360$) m/s	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
IV: Suelo muy blando ($v_s < 180$) m/s	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Fuente: ASCE 7-10

Tabla 4: Factores de amplificación de suelo para periodo 1seg

Factores de amplificación del suelo para periodo de 1 segundo F_v					
Tipo Suelo	Respuestas espectrales para periodo de 1 segundo				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
I: Afloramiento rocoso ($v_s > 750$) m/s	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
II: Suelo firme ($360 \leq v_s \leq 750$) m/s	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
III: Suelo moderadamente Blando ($180 \leq v_s \leq 360$) m/s	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
IV: Suelo muy blando ($v_s < 180$) m/s	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Fuente: ASCE 7-10

Hay que hacer notar que estos mapas son los mismos que se usan para el diseño en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Estos mapas fueron creados hasta hace poco en una investigación de los organismos para la prevención y mitigación de desastres naturales.

Es conveniente definir en este inciso dos términos que se utilizarán más adelante, los cuales son; la aceleración espectral de diseño para periodo de 0.2 segundos, S_{DS} , y la aceleración espectral de diseño para periodo de 1 segundo, S_{D1} , las ecuaciones son muy sencillas.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Calculo de la fuerza sísmica para la superestructura utilizando el método de la fuerza lateral equivalente

Esta ecuación es la misma que podemos encontrar en el artículo 4.5.2 Fuerza cortante en la Base, Sin embargo, el método de calcular el coeficiente sísmico difiere C_s , como podrá verificarse en la sección 4.2.2.4

$$F_s = C_s * W$$

Donde

C_s = Este valor se encuentra definido en la sección 4.2.2.4

W = peso sísmico efectivo como se encuentra definido en el RNE

Coefficiente de la superestructura para el procedimiento de la naturaleza lateral equivalente

Debido a que para el cálculo de las estructuras aisladas se utilizan estos mapas de aceleración, la teoría que existe alrededor del cálculo del coeficiente sísmico para el cálculo de las fuerzas laterales varia de igual manera.

La principal condición que se debe cumplir es

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{Q}{I}\right)} > 0.01$$

La ecuación no debe de exceder las siguientes ecuaciones mostradas en la tabla 5

Tabla 5 Valores límite de coeficiente sísmico

Valores límites e intervalos para el coeficiente sísmico		
$T_b \leq T_c$	$C_s = \frac{SD1}{TD(Q/I)}$	4 - 7
$T_b > T_c$	$C_s = \frac{SD1 T_c}{(TD)^2(Q/I)}$	4 - 8

Fuente: ASCE 7-10

En el caso de que la estructura se encuentre en una zona donde $S_1 \geq 0.6g$, entonces

$$C_s \geq \frac{0.5S_1}{\left(\frac{Q}{7}\right)}$$

Donde

Q = igual que como se define en el título II del RNE

El factor de importancia, I, lo podemos obtener de la tabla 6

Tabla 6 Factores de importancia

Factor de Importancia			
Grupo	A	B	C
I	1.5	1.25	1

Fuente: ASCE 7-10

Espectro de Respuesta

En el artículo 4.6.2 Aceleración espectral podemos encontrar las siguientes ecuaciones para el cálculo del espectro de respuesta, sin embargo, el espectro de respuesta de una estructura aislada sísmicamente de igual manera que en el caso del coeficiente sísmico está en dependencia de los valores de las aceleraciones espectrales que se calculan en la sección 4.2.2.2. Las ecuaciones que si toman en cuenta estos factores pueden verse en la Tabla 7 en donde se proveen los parámetros para el cálculo del espectro de respuesta.

Tabla 7 Ecuaciones para generar espectro

Ecuaciones para el calculo del espectro de respuesta		
Condiciones	Ecuación	
$T \leq T_a$	$S_a = \left(0.4 + 0.6 \left(\frac{T}{T_a} \right) \right)$	4 - 10
$T_a \leq T \leq T_b$	$S_a = S_{D_s}$	4 - 11
$T_b \leq T \leq T_c$	$S_a = \frac{S_{D_1}}{T}$	4 - 12
$T > T_c$	$S_a = \frac{S_{D_1} T_c}{T^2}$	4 - 13

Ffuente:ASCE 7-10

$$T_a = 0.2 \frac{S_{D_1}}{S_{D_s}}$$

$$T_b = \frac{S_{D_1}}{S_{D_s}}$$

En figura 8 podemos ver los parámetros de diseño del espectro de respuesta

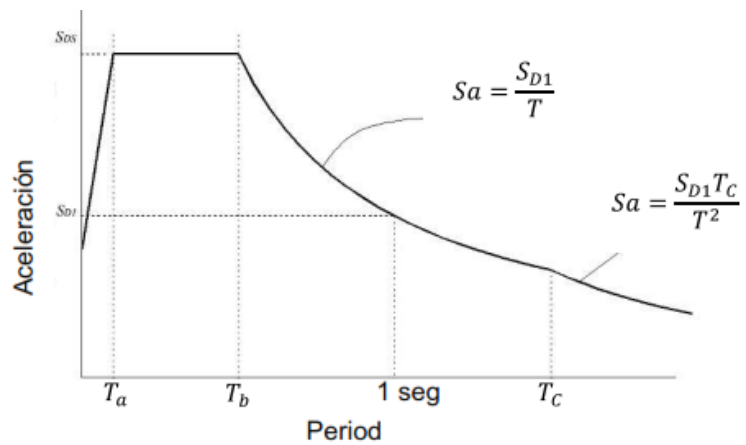


Figura 8 Espectro de respuesta de diseño

Fuente: ASCE 7-10

Desplazamientos

Las superestructuras aisladas deben diseñarse para resistir las fuerzas de viento de igual manera que una estructura convencional y en dado caso de que la rigidez del sistema de aislamiento no sea suficiente para evitar movimiento en la base debida al viento se deberá proveer un sistema de restricción de desplazamientos, de igual manera las estructuras aisladas deben ser capaces de permanecer libre de desplazamientos, de igual manera las estructuras aisladas deben ser capaces de permanecer libre de desplazamientos ante sismos de pequeña magnitud.

Para el máximo sismo posible, ningún sistema de restricción de desplazamientos debe limitar el desplazamiento a menos del desplazamiento máximo total D_{TM} .

Los sistemas aislados sísmicamente deben tener una separación horizontal entre los edificios y el terreno adyacente nunca menor que el desplazamiento máximo, D_{TM} .

Fuerza Restauradora y Diafragma Rígido

Además, los sistemas de aislamiento deben proveer una fuerza restauradora tal que, la fuerza lateral para el desplazamiento total de diseño, D_{TD} , sea al menos $0.025W$ mayor que la fuerza lateral al 50% del desplazamiento total de diseño, D_{TD} .

Se debe proveer al sistema de un sistema de diafragma rígido de tal manera que permita la continuidad en la transmisión de fuerzas y que también posea ductilidad en caso de movimientos no uniformes debido al movimiento sísmico.

Combinación de Carga

Estas condiciones de carga son utilizadas en el análisis de estabilidad de la estructura aislada y se plantean dos ecuaciones como sigue

Revisión de Estabilidad vertical

$$\frac{1.2 C_{muerta} + 1.0 F_{Sismica} + 1.0 C_{viva} + 0.2 C_{ceniza}}{(0.9 - 0.2 S_{MS}) C_{muerta} + \rho F_{Sismica}}$$

Corresponde a la mínima carga de diseño que ha de aplicarse para verificar la estabilidad. Donde $\rho = 1.3$

Movimiento del terreno para estructuras aisladas

Hay casos donde los lugares que desean usarse para emplazar una estructura, presentan características indeseables, por ejemplo, lugares con suelos Tipo IV o peores aun, o en lugares donde en los mapas de aceleración nos encontramos con $S1 \geq 0.6$.

Bajo estas condiciones, se debe realizar un análisis de amenaza que deberá incluir:

- a) Consideración tectónica regional
- b) Estudio Geológico
- c) Sismicidad
- d) Periodos de retorno de los sismos y los máximos valores de terremotos que han ocurrido en las fallas conocidas, así como las posibles fuentes de sismo.
- e) Características de atenuación del terreno
- f) Efectos de falla cercana, si existiese alguno
- g) Características sub superficiales

Registro de movimientos del terreno

Si se efectúa un análisis de respuesta en el tiempo (Time History), se deben usar, al menos, tres pares apropiados de desplazamientos horizontales, los que deben corresponder a características similares a los de la zona en estudio, además se deberá realizar un análisis de respuesta en el sitio, que deberá incluir lo planteado en el comienzo de la sección 4.2.3

En el caso de utilizar 3 pares de desplazamientos el mayor de estos 3 valores se toma como el espectro de diseño, en el caso de que se usen 7 o más pares de espectros de respuesta se pueden tomar como espectro de diseño el promedio de estos.

Escalamiento de los espectros de respuesta

Para cada par de movimientos horizontales debe crearse un espectro de respuesta de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS en inglés) con 5% de la respuesta

amortiguada. El espectro SRSS promedio de todas las direcciones no debe ser menor que 1.3 veces el correspondiente espectro de diseño.

El factor de escala se determina entre $0.5T_D$ y $1.25T_M$, según la sección 17.3.2 del ASCE 7-10, el promedio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), no debe ser menor que el 10% del espectro de diseño multiplicado por 1.3 en los respectivos periodos. Cabe mencionar que el escalamiento es un proceso iterativo.

Criterios de selección del procedimiento de análisis

Han sido definidos dos procedimientos de análisis para las estructuras aisladas sísmicamente. En la siguiente Cuadro, podremos ver cuáles son las condiciones que se requieren para cada procedimiento.

Tabla 8 Requerimiento por tipo de análisis

Requerimientos para cada tipo de análisis.										
Tipo Análisis	Requerimientos									
	$S_1 < 0.60g$	Suelos Tipo I, II o III	Altura ≤ 19.8 m ó 65 pie Menor o igual a 4 pisos	$T_M \leq 3.0$ s	$T_D > 3.0 T_a$	Se cumplen con criterios de una configuración regular.	$k_{eff} > \frac{1}{3} k_{eff}$ al 20% del desplazamiento	Se provee una fuerza restauradora como se especifica en 4.2.2.7	No se limita el desplazamiento debido al máximo terremoto posible a menos del desplazamiento total máximo	
Fuerza Lateral Equivalente Dinámico	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
Espectro de Respuesta		▲					▲	▲	▲	
Análisis de respuesta en el tiempo	Este método no requiere ningún prerequisite y puede aplicarse a cualquier estructura sin importar sus características.									

Fuente: ASCE 7-10

Definimos T_{ae} , como el periodo aproximado de una estructura, este periodo es para estructuras convencionales, y puede ser calculado a través de cualquiera de estas ecuaciones.

$$T_{ae} = C_t h_n^x$$

$$T_{ae} = 0.1N$$

Definimos

N= Número de pisos C_t y x depende del sistema estructural y están definidos en la Cuadro 4-9 el valor de h , corresponde a la altura de la estructura, cabe mencionar que la ecuación 4-19 es recomendable sea usada para estructuras con pisos de hasta 3.6m

Tabla 9 Parámetros para cálculo del periodo

Valores de los parámetros C_t y x para el calculo del periodo aproximado usando ecuación. 4-7			
Tipo de Estructura	C_t		x
	Unidades inglesas	Unidades métricas	
Marco de acero resistente a momento	0.028	0.0724	0.8
Marco de concreto resistente a momento	0.016	0.0466	0.9
Marco de acero excéntricamente arriostrado	0.03	0.0731	0.75
Otros sistemas estructurales	0.02	0.0488	0.75

Fuente: ASCE 7-10

Procedimiento de la Fuerza Lateral equivalente

Este método de análisis es una forma simplificada para calcular los parámetros de diseño de los sistemas aislados que, según muchos autores, raras veces aplica, siendo, sin embargo, su uso de obligatorio cumplimiento para el diseño preliminar y para establecer algunos datos de referencia que servirán para comparar con el método de espectro de respuesta y el método de análisis de respuesta en el tiempo.

Los valores correspondientes a los amortiguamientos y rigideces deberían tomarse de los estudios y pruebas de prototipos disponibles, esto será definido en el inciso 4.2.8

Desplazamientos laterales y periodos mínimos utilizando el procedimiento de la fuerza lateral equivalente

Tabla 10 Desplazamiento y periodos mínimos

Desplazamientos y periodos mínimos utilizando el procedimiento de la fuerza lateral equivalente.			
Desplazamiento de Diseño		Periodo efectivo en el desplazamiento de diseño	
$D_D = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2\beta_D}$	4- 20	$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin} g}}$	4- 21
g= aceleración gravitatoria mm/s ² o in/s ² S _{D1} =unidades g – s, definido en ecuación 4- 4		g= aceleración gravitatoria mm/s ² o in/s ² W= Peso sísmico efectivo definido en el RNC - 07	
Desplazamiento Máximo		Periodo efectivo en el máximo desplazamiento	
$D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2\beta_M}$	4- 22	$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin} g}}$	4- 23
Desplazamiento Total de Diseño		Desplazamiento total Máximo	
$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	4- 24	$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	4- 25

Fuente: ASCE 7-10

Fuerzas laterales mínimas para el procedimiento de la fuerza lateral equivalente

Una vez que los parámetros relacionados a los desplazamientos han sido determinados precedemos a calcular las fuerzas laterales mínimas para las cuales la estructura deberá ser diseñada.

Se definen dos fuerzas laterales mínimas una para el diseño de las estructuras aisladas, una para los elementos por debajo del sistema de aislamiento V_b, y la otra fuerza lateral para el diseño de los por encima de la interfaz de aislamiento V_s. Estas fuerzas se pueden calcular utilizando las ecuaciones en la Tabla 11.

Tabla 11 Fuerzas laterales mínimas para un sistema de aislamiento

Fuerzas Laterales Mínimas para un Sistema de Aislamiento			
Fuerza lateral por debajo del sistema de aislamiento		Fuerza lateral arriba de la interfaz de aislamiento	
$V_b = k_{Dmax}D_D$	4- 26	$V_s = \frac{k_{Dmax}D_D}{Q}$	4- 27
$1 \leq Q \leq 2$			

Fuente: ASCE 7-10

Vs no debe ser menor que:

- a) La fuerza sísmica que se produciría en una estructura empotrada en la base con el mismo peso efectivo, pero con el periodo de la estructura aislada.
Para verificar esta primera condición se puede utilizar el procedimiento propuesto de la sección 4.2.2.3 a 0, la ecuación para el cálculo de la fuerza sísmica dada por 4-5 y claro en que se encuentra reglamentado en el RNE, se permite análisis modal para reducir el valor de a.
- b) La fuerza requerida para activar el sistema de aislamiento Vi.

Tabla 12: Fuerzas requerida para activar el sistema de aislamiento

Fuerza requerida para activar el sistema de aislamiento			
Sistema elastomérico		Sistema en base a fricción	
$V_i = 1.5k_e D_y$	4-28	$V_i = 1.5\mu_b W$	4-29
k_e = como se definió en el capítulo 3, es la rigidez elástica. D_y = Desplazamiento de fluencia.		μ_b = el coeficiente de fricción para inicio de deslizamiento. W = Peso del edificio.	

Fuente: ASCE 7-10

Distribución vertical de la fuerza y límite de deriva.

La fuerza horizontal distribuida en la altura de la estructura sobre el sistema de aislamiento responde a la siguiente ecuación

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

Donde

Vs= Fuerza Cortante Calculada en 4.2.5.2

hx= Altura sobre el nivel de base i

wx= Peso ubicado a esa determinada altura

wi= Peso en la base

hi= Altura sobre el nivel de la base i

Las derivas máximas en la superestructura deben ceñirse a lo establecido en el artículo 5.2 Desplazamientos laterales Relativos Permisibles.

Se escogen los criterios de ductilidad limitada debido a la suposición de análisis estructural que se ha realizado en el capítulo 2, cuya hipótesis plantea que la superestructura se comporta como una masa unidad rígidamente a los aisladores y que la deformación es se dan en el sistema de aislamiento. Al proveer de ductilidad la superestructura puede crear desplazamientos no deseables.

Procedimiento de análisis dinámico

Tanto en el RNE como en el ASCE 7-10 se definen dos métodos de análisis dinámico, que son:

a) El análisis modal espectral

En este documento se encuentra contenida la información necesaria para generar el espectro de respuesta según los criterios ASCE 7-10.

En la sección 4.2.4 podemos encontrar los criterios para la utilización de este método.

b) Análisis de respuesta en el tiempo

Para realizar estos análisis se requiere la creación de un modelo, dicho modelo debe incluir el sistema sismorresistente sobre la interfaz de aislamiento y también el sistema de aislamiento. Podemos inferir que esto se hace con el fin de representar de manera más real el sistema estructural. Al hacer esto, obtenemos resultados más aproximados a la realidad pudiendo de esta manera, usar dichos datos obtenidos del análisis del modelo para el diseño del mismo.

Recomendaciones para el modelado de una estructura aislada

A continuación, se listan una serie de recomendaciones establecidas por el código ASCE 7-10 para modelar una estructura aislada correctamente.

- a) Las estructuras que sean irregulares en planta deberán ser modeladas a través de un análisis tridimensional, dicho análisis debe tener un mínimo de 3 grados de libertad, dos traslacionales (en las dos direcciones ortogonales a la planta) y uno rotacional (alrededor del eje vertical de la estructura)
- b) Las propiedades de rigidez para el concreto y la mampostería debería basarse en la sección fisurada efectiva y debe usarse esta para calcular la rigidez de la superestructura.
- c) Para el sistema de aislamiento se debe considerar la posición real de los aisladores en toda la estructura
- d) Considerar fuerzas de levantamiento y volteo en aisladores individuales
- e) Incluir los efectos de la carga vertical y bilateral, así como el ciclo de carga si el sistema aislado es dependiente de una o más de estas características.

El desplazamiento total de diseño D_{TD} y el desplazamiento total máximo D_{TM} deberán ser calculados usando un modelo estructural que incorpore las características fuerza-deformación de los elementos no lineales del sistema de aislamiento y la superestructura.

Cargas y desplazamientos mínimos para los sistemas analizados dinámicamente

Como habíamos mencionado anteriormente, el método de la fuerza lateral equivalente era exigido para analizar las estructuras aisladas sísmicamente; sin embargo, si en un análisis dinámico se encuentran valores menores a los calculados en el análisis por la fuerza lateral equivalente, existen ciertas restricciones en cuanto a la utilización de estos resultados.

Respecto a los desplazamientos se han definido dos ecuaciones para los menores valores que son permisibles utilizando un método de análisis dinámico al calcular el

desplazamiento de diseño y el desplazamiento máximo. Esto se hace modificando las ecuaciones para el desplazamiento de diseño D_D y el desplazamiento máximo D_M sustituyendo por D'_D y D'_M

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T_{ac}}{T_D}\right)^2}}$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T_{ac}}{T_M}\right)^2}}$$

T_{ac} ya ha sido definido previamente en la sección 4.2.4 ecuación 4-18 ó 4-19, de igual forma los otros términos.

Así las ecuaciones para el desplazamiento total de diseño y desplazamiento total máximo pueden reescribirse de la siguiente manera.

$$D_{TD} = D'_D \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

$$D_{TM} = D'_M \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

En la siguiente Cuadro, aparecen representados estas reducciones en porcentajes de las fuerzas y desplazamientos para cada tipo de análisis.

Tabla 13: Fuerzas mínimas y desplazamientos en análisis dinámico

Valores mínimos para fuerzas y desplazamientos al usar un análisis dinámico						
Análisis realizado	Estructura Regular		Estructura Irregular		Desplazamientos	
	V_b	V_s	V_b	V_s	D_{TD}	D_{TM}
Análisis Modal Espectral	90%	80%	100%	100%	90%	80%
Análisis de Respuesta en el tiempo	90%	60%	100%	80%	90%	80%

Fuente: ASCE 7-10

Límite de deriva

Las derivas máximas en la superestructura no deben ser mayores de $0.015h$, siendo h la altura desde la base del sistema aislado.

DINAMICA ESTRUCTURAL DEL SISTEMA CON AISLAMIENTO

La teoría lineal del aislamiento de base ha sido explicada en detalle por Naeim y Kelly quienes han sido de los personajes más representativos en el desarrollo de la teoría en entorno a este tema sin embargo otros autores han contribuido también significativamente, a simplificar de cierta manera la teoría desarrollada por estos. En este capítulo se presentara la teoría que ha sido desarrollada en torno a este tema.

Para el desarrollo de las bases de la teoría se analizara un edificio del cual se pueden tomar dos idealizaciones

- La primera idealización es suponer un cuerpo rígido con una masa “ m ” sobre un sistema de aislamiento, este sistema tiene una rigidez “ K_b ” y un amortiguamiento “ C_b ”
- La segunda idealización que podemos hacer es la de un sistema con 2 masas, una masa “ m ” localizada en el primer piso de la estructura y una masa “ m_b ” localizada en la base del edificio. La superestructura tiene una rigidez “ K_s ” y un amortiguamiento “ C_b ”

A partir de estas definiciones básicas se desarrollara también la teoría para edificios con “ n ” niveles. James Kelly y Fazard Naeim en el libro “Design of seismic isolated structures from theory to practice” desarrollaron la teoría en base a la segunda idealización.

Teoría lineal – Ecuaciones de Movimiento de Sistemas de un Grado de Libertad.

En esta sección se trabajará en la teoría que ha sido desarrollada alrededor del sistema mostrado en las figuras 9 y 10 como se había mencionado anteriormente el sistema se idealiza como masa rígida unida a un sistema de aislamiento.

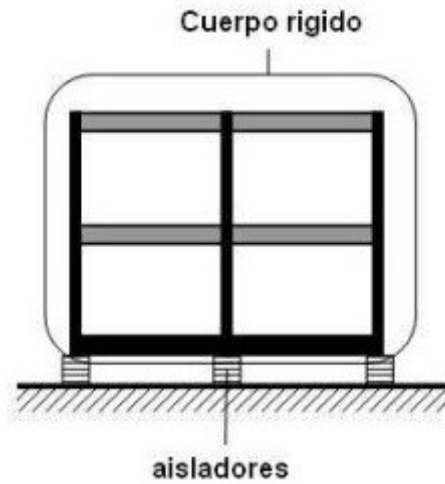


Figura 9 Cuerpo Rígido y Aisladores
Fuente: ASCE 7-10

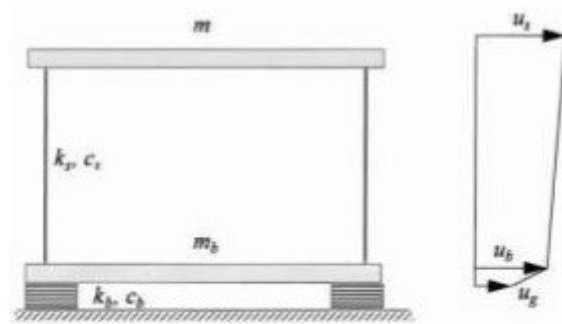


Figura 10. Sistemas de masa y Aisladores
Fuente: ASCE 7-10

A la vez esto lo podemos idealizar como un sistema de masa resorte como el mostrado en la Imagen 2.3 esta representación es más familiar y simple de resolver desde el punto de vista matemático, cabe mencionar y recalcar que esta aproximación es válida y puede ser considerada exactamente para los casos donde el periodo de la estructura empotrada es mucho menor que el periodo de la estructura aislada.

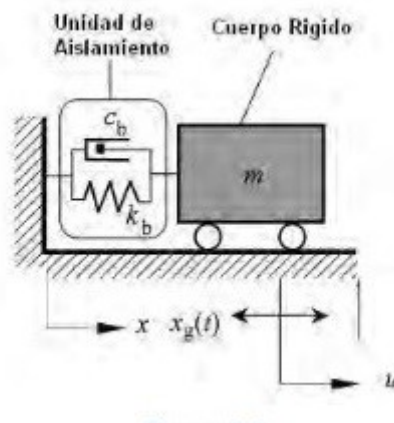


Figura 11. Sistema masa rígida – resorte amortiguador

Fuente: ASCE 7-10

La ecuación que describe el movimiento de este sistema basado en las condiciones de equilibrio es

$$m\ddot{u} + c_b(\dot{u} - \dot{x}_g) + k_b(u - x_g) = 0$$

Para simplificar aún más esta ecuación introducimos el desplazamiento relativo

$$x = u - x_g$$

$$u = x + x_g$$

La frecuencia angular de donde se despeja K_b

$$\omega_b = \sqrt{k_b/m} \quad k_b = \omega_b^2 m$$

Y un coeficiente de amortiguamiento de donde se despeja C_b

$$\beta_b = c_b/2\omega_b m \quad c_b = \beta_b 2\omega_b m$$

Si reescribimos la ecuación, encontramos que tiene una forma muy familiar, es la misma ecuación del movimiento para el sistema que se somete a movimiento del terreno.

$$m\ddot{x} + c_b\dot{x} + k_b x = -m\ddot{x}_g$$

Como podemos ver esto es una ecuación diferencial no homogénea de segundo orden para resolver esta ecuación dividimos entre “m”

$$\ddot{x} + 2\omega_b\beta_b\dot{x} + \omega_b^2x = -\ddot{x}_g$$

Aplicando el método de la variación de parámetros para resolver esta ecuación diferencial vamos a encontrar en el desarrollo de la ecuación el componente de la frecuencia amortiguada repres $\bar{\omega}_b = \omega_b\sqrt{1 - \beta_b^2}$, la solución general de la ecuación es:

$$x(t) = C_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \text{sen}\bar{\omega}_b t + C_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \text{cos}\bar{\omega}_b t$$

$C_1(t)$ y $C_2(t)$ son seleccionados a propósito para que cumplan las siguientes condiciones

$$\dot{C}_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \text{sen}\bar{\omega}_b t + \dot{C}_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \text{cos}\bar{\omega}_b t = 0$$

Derivando la ecuación, encontramos las siguientes relaciones entre $C_1(t)$ y $C_2(t)$

$$\begin{aligned} \dot{C}_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} (\bar{\omega}_b \text{cos}\bar{\omega}_b t - \beta_b\omega_b \text{sen}\bar{\omega}_b t) \\ - \dot{C}_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t} (\omega_b \text{sen}\bar{\omega}_b t + \beta_b\omega_b \text{cos}\bar{\omega}_b t) = 0 \end{aligned}$$

Resolviendo las ecuaciones, obtenemos los valores de los coeficientes $C_1(t)$ y $C_2(t)$

$$\begin{aligned} \dot{C}_1(t) &= -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \ddot{x}_g(t) e^{\beta_b\omega_b t} \text{cos}\bar{\omega}_b t \\ \dot{C}_2(t) &= \frac{1}{\bar{\omega}_b} \ddot{x}_g(t) e^{\beta_b\omega_b t} \text{sen}\bar{\omega}_b t \end{aligned}$$

Integrando las ecuaciones, obtenemos $C_1(t)$ y $C_2(t)$

$$\begin{aligned} \dot{C}_1(t) &= -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b\omega_b \tau} \text{cos}\bar{\omega}_b \tau d\tau + C_1 \\ \dot{C}_2(t) &= \frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b\omega_b \tau} \text{sen}\bar{\omega}_b \tau d\tau + C_2 \end{aligned}$$

Aquí C_1 y C_2 constantes independientes del tiempo, t , si sustituimos los valores de $C_1(t)$ y $C_2(t)$, el movimiento de la estructura aislada sísmicamente puede ser expresada en términos de la integral de Duhamel, aquí se expresa la solución completa de la ecuación 2-3.

$$x(t) = e^{-\beta_b \omega_b t} (C_1 \text{sen} \bar{\omega}_b t + C_2 \text{cos} \bar{\omega}_b t) - \frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b \omega_b \tau} \text{sen} \bar{\omega}_b (t - \tau) d\tau$$

Dadas las condiciones iniciales de que no existe movimiento y velocidad en el instante que inicia un sismo que $C_1 = C_2 = 0$ de esta manera la ecuación se simplifica y solo queda expresada en función de la integral de Duhamel.

$$x(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b \omega_b (t-\tau)} \text{sen} \bar{\omega}_b (t - \tau) d\tau$$

Siguiendo con el desarrollo de esta ecuación hacemos la suposición de que el sistema no usa sistemas de amortiguamiento, para la mayoría de los sistemas aislados que no usan sistemas de amortiguamiento el coeficiente de amortiguamiento el coeficiente de amortiguamiento normalmente no excede el 20% del amortiguamiento crítico. Por lo tanto los efectos de podemos decir que son despreciables, dicho esto podemos reemplazar la frecuencia amortiguada

$\bar{\omega}_b$ por la frecuencia natural ω_b y así podemos reescribir la ecuación:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b \omega_b (t-\tau)} \text{sen} \omega_b (t - \tau) d\tau$$

El valor máximo absoluto de la porción de la integral de la ecuación se define con la pseudo – velocidad y está representado por la siguiente ecuación.

$$S_V = \left| \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b \omega_b (t-\tau)} \text{sen} \omega_b (t - \tau) d\tau \right|_{max}$$

El desplazamiento espectral, S_D , se relaciona con la pseudo – velocidad a través de la frecuencia natural y lo podemos ver a través de la siguiente ecuación.

$$S_V = \omega_b S_D$$

Bajo la misma suposición de que el sistema tiene un coeficiente de amortiguamiento, menor que 20% del amortiguamiento crítico, se puede establecer una relación entre la pseudo – aceleración, S_A , y el desplazamiento espectral, S_D , pueden ser representados por la siguiente ecuación

$$S_A = \omega_b^2 S_D$$

El desplazamiento del terreno, tiene que ser un dato conocido para poder relacionar en función de la frecuencia natural, y el coeficiente de amortiguamiento β_b , los valores de S_D , S_V y S_A .

Ecuaciones del Movimiento para Sistemas de Múltiples Grados de Libertad.

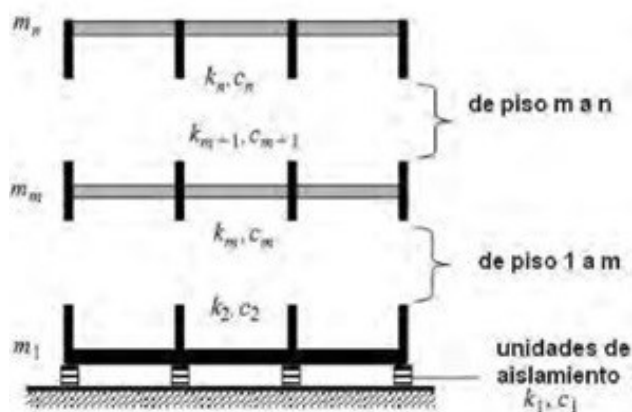


Figura 12 Sistema de múltiples grados de libertad

Fuente: ASCE 7-10

En la figura 12 podemos ver una estructura de varios niveles la cual se encuentra aislada sísmicamente.

Definimos el movimiento en el nivel del techo como “n”.

Este edificio de varios niveles puede ser representado de manera idealizada como un sistema de masa – resorte de varios grados de libertad como se muestra en la figura 13.

Las ecuaciones se desarrollan a partir de este modelo

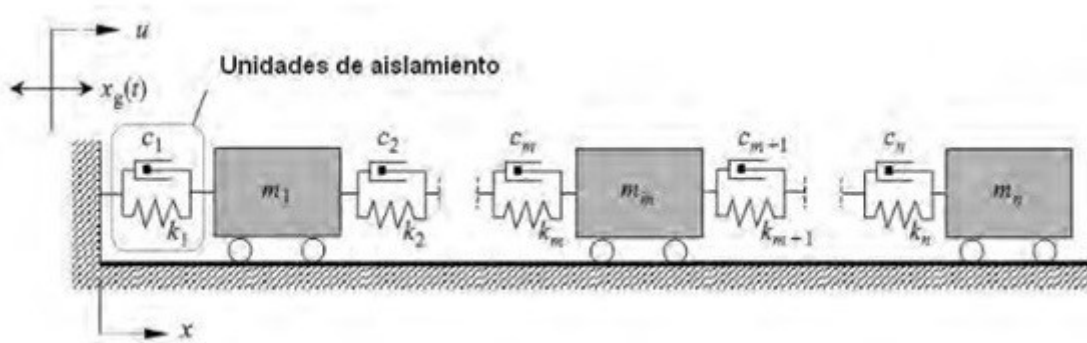


Figura 13 Idealización de sistema de múltiples grados de libertad

Fuente: ASCE 7-10

A partir de las condiciones de equilibrio, la siguiente ecuación representa el movimiento en el nivel de techo, n,

$$m_n \ddot{u}_n + c_n (\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) + k_n (u_n - u_{n-1}) = 0$$

Donde:

m_n = Masa en el techo

c_n = Coeficiente de amortiguamiento

K_n = Rigidez de piso entre el techo y el piso abajo del techo

u_n = Techo

u_{n-1} = Piso debajo del techo

Estos dos últimos representan la deriva del techo y el del nivel de piso abajo del techo. Aplicando la misma metodología, la ecuación del movimiento en el piso “m” se expresa como sigue:

$$m_m \ddot{u}_m + c_m (\dot{u}_m - \dot{u}_{m-1}) - c_{m+1} (\dot{u}_{m+1} - \dot{u}_m) + k_m (u_m - u_{m-1}) - k_{m+1} (u_{m+1} - u_m) = 0$$

Donde:

m_m = Masa de piso m

c_{m+1} = Coeficiente de amortiguamiento entre el piso m+1 y el piso m

c_m = coeficiente de amortiguamiento entre el piso m y m-1

K_{m+1} = Rigidez de piso entre el piso m+1 y el piso m

K_m =Rigidez de piso entre el piso m y m-1

Al nivel inmediatamente arriba del sistema de aislamiento (la losa) se le llama piso 1, considerando el movimiento del terreno, X_g , la ecuación del movimiento puede ser escrita como

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1(\dot{u}_1 - \dot{x}_g) - c_2(\dot{u}_2 - \dot{x}_g) + k_1(u_1 - x_g) - k_2(u_2 - u_1) = 0$$

Donde:

m_1 = masa en el piso 1

c_1 = coeficiente de amortiguamiento del sistema de aislamiento

K_1 = Rigidez del sistema aislado

C_2 = coeficiente de amortiguamiento entre piso 2 y 1

K_2 = Rigidez entre piso 2 y 1

u_1 = Desplazamiento en el nivel 1

u_2 = Desplazamiento en el nivel 2

Introduciendo el desplazamiento relativo, X_m , que servirá para relacionar el desplazamiento entre cada piso y el movimiento del terreno. El desplazamiento relativo $X_m = u_m - X_g$

Haciendo esto las ecuaciones y cambiando un poco y las podemos reescribir de la siguiente manera

$$m_n \ddot{x}_n + c_n(\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) - k_n(x_n - x_{n-1}) = -m_n \ddot{x}_g$$

$$m_m \ddot{x}_m + c_m(\dot{x}_m - \dot{x}_{m-1}) - c_{m+1}(\dot{x}_{m+1} - \dot{x}_m) + k_m(x_m - x_{m-1}) - k_{m+1}(x_{m+1} - x_m) = -m_m \ddot{x}_g$$

$$m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 - c_2(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_1 x_1 - k_2(x_2 - x_1) = -m_1 \ddot{x}_g$$

Expresamos estas ecuaciones en forma matricial pueden escribirse así

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -\ddot{x}_g[M]\{1\}$$

La matriz de masa [M] es simétrica y es como se define aquí

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & m_m & \dots \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & m_{n-1} \\ & & & & & & m_n \end{bmatrix}$$

La matriz de amortiguamiento [C] es simétrica y es como se define aquí

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & 0 & 0 \\ & c_2 + c_3 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & c_m + c_{m+1} & \dots \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & c_{n-1} + c_n & -c_n \\ & & & & & & c_n \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez [K] es simétrica y es como se define aquí

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ & k_2 + k_3 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & k_m + k_{m+1} & \dots \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ & & & & & & k_n \end{bmatrix}$$

Un vector unitario de dimensión $1 \times n$, $\{x\}$, $\{\dot{x}\}$, $\{\ddot{x}\}$,

Representan el vector de desplazamiento relativo, el vector de velocidad y el vector de aceleración de la estructura aislada sísmicamente.

$$\begin{aligned}\{x\}^T &= \{x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_m \quad \dots \quad x_{n-1} \quad x_n\} \\ \{\dot{x}\}^T &= \{\dot{x}_1 \quad \dot{x}_2 \quad \dots \quad \dot{x}_m \quad \dots \quad \dot{x}_{n-1} \quad \dot{x}_n\} \\ \{\ddot{x}\}^T &= \{\ddot{x}_1 \quad \ddot{x}_2 \quad \dots \quad \ddot{x}_m \quad \dots \quad \ddot{x}_{n-1} \quad \ddot{x}_n\}\end{aligned}$$

Dejamos que el desplazamiento relativo sea expresado como vector de respuesta generalizado definido aquí como $\{x'\}$ haciendo esto la ecuación se vuelve

$$\{x\} = [\Phi]\{x'\}$$

Donde $[\Phi]$ es la matriz modal

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \phi_{1,2} & \dots & \phi_{1,m} & \dots & \phi_{1,n-1} & \phi_{1,n} \\ \phi_{2,1} & \phi_{2,2} & \dots & \phi_{2,m} & \dots & \phi_{2,n-1} & \phi_{2,n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \phi_{m,1} & \phi_{m,2} & \dots & \phi_{m,m} & \dots & \phi_{m,n-1} & \phi_{m,n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \phi_{n-1,1} & \phi_{n-1,2} & \dots & \phi_{n-1,m} & \dots & \phi_{n-1,n-1} & \phi_{n-1,n} \\ \phi_{n,1} & \phi_{n,2} & \dots & \phi_{n,m} & \dots & \phi_{n,n-1} & \phi_{n,n} \end{bmatrix}$$

Derivando la ecuación resulta en

$$[M][\Phi]\{\ddot{x}'\} + [C][\Phi]\{\dot{x}'\} + [K][\Phi]\{x'\} = -\ddot{x}_g[M]\{1\}$$

Pre multiplicando y dividiendo ambos lados de la ecuación por $[\Phi]^T$ y $[\Phi]^T [M][\Phi]$ respectivamente, la ecuación del movimiento se vuelve

$$\{\ddot{x}'\} + \frac{[\Phi]^T [C][\Phi]}{[\Phi]^T [M][\Phi]} \{\dot{x}'\} + \frac{[\Phi]^T [K][\Phi]}{[\Phi]^T [M][\Phi]} \{x'\} = -\ddot{x}_g \frac{[M]\{1\}[\Phi]^T}{[\Phi]^T [M][\Phi]}$$

$$\beta_m = \frac{c_m}{2\omega_m m_m}$$

Si definimos el cociente de amortiguamiento en cada modo como
 Para $m=1$ hasta n . Entonces podemos escribir

$$\frac{[\Phi]^T[C][\Phi]}{[\Phi]^T[M][\Phi]} = \begin{bmatrix} 2\beta_1\omega_1 & & & 0 & & 0 & & 0 \\ & 2\beta_2\omega_2 & & 0 & & 0 & & 0 \\ & & \ddots & \vdots & & & & \\ & & & 2\beta_m\omega_m & \dots & 0 & & 0 \\ & & & & \ddots & & & \\ & & & & & 2\beta_{n-1}\omega_{n-1} & & \\ & & & & & & 2\beta_n\omega_n & \end{bmatrix} = [2\omega_b\beta_b]$$

Donde:

$[2\omega_b\beta_b]$ = Matriz diagonal de dimensiones $n \times n$

Debido a la diferencia de amortiguamiento que existe entre el amortiguamiento del sistema de aislamiento y el de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento (siendo mayor el amortiguamiento del sistema de aislamiento) se da algo que se conoce como amortiguamiento no clásico, esto causa que las ecuaciones de amortiguamiento que normalmente en forma matricial las encontramos como una matriz diagonal tenga componentes fuera de la diagonal, según esto,

$$[\Phi]^T[C][\Phi]([\Phi]^T[M][\Phi])^{-1} \neq [2\omega_b\beta_b]$$

Sin embargo, para valores de amortiguamiento, del sistema de aislamiento, no mayores del 20% se ha demostrado que los efectos de amortiguamiento de los componentes fuera de la diagonal son prácticamente despreciables para la mayoría de las estructuras. Por lo tanto, asumimos que los cocientes de amortiguamiento pueden ser desacoplados.

Importante: si existieran dispositivos externos que aumentaren el amortiguamiento, más allá del 20%, de la estructura de cualquier sea el tipo de sistema de aislamiento que se utilice especialmente los sistemas de aislamiento de alto amortiguamiento (HDR), en estos casos los valores de los términos que se encuentran fuera de la diagonal ya NO podrán ser

Donde Aplicando la integral de Duhamel la solución de la ecuación es obtenida para cada piso de la estructura aislada sísmicamente, lo que nos lleva a la siguiente ecuación

$$x'_m(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_m} \Gamma_m \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b \omega_b(t-\tau)} \text{sen} \bar{\omega}_m(t-\tau) d\tau \quad m = 1, \dots, n$$

$$\bar{\omega}_m = \omega_m \sqrt{1 - \beta_m^2}$$

Podemos definir $\bar{\omega}_m$ es la frecuencia amortiguada para el m-esimo modo, como habíamos comentado en secciones anteriores el factor $\sqrt{1 - \beta_m^2}$ es despreciable para la mayoría de las estructuras aisladas que no usan dispositivos de amortiguamiento, se procede de igual manea a usar la frecuencia natural, ω_m , dado que es aproximadamente lo mismo que la amortiguada. De esta manera la ecuación 2-40 se simplifica y se expresa de la siguiente manera

$$x'_m(t) = -\frac{1}{\omega_m} \Gamma_m \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b \omega_b(t-\tau)} \text{sen} \omega_m(t-\tau) d\tau \quad m = 1, \dots, n$$

A través de la resolución, obtenemos el vector de respuesta generalizado definido anteriormente como $\{x'\}$, una vez hecho esto el vector de desplazamiento relativo, $\{x\}$ puede ser determinado de la ecuación 2-30. El vector de velocidad, y de aceleración, pueden ser derivados como se muestra

$$\{\dot{x}\} = [\Phi]\{\dot{x}'\}$$

$$\{\ddot{x}\} = [\Phi]\{\ddot{x}'\}$$

El procedimiento que ha sido descrito es lo que se conoce como método de superposición de desplazamientos modales y es normalmente utilizado para estructuras convencionales que se encuentran empotradas al terreno, pero ha demostrado que es aplicable también para sistemas de múltiples grados de libertad de

estructuras aisladas sísmicamente que no presenten amortiguamientos mayores del 20%.

Como hipótesis se considera que el Estudio comparativo entre diseño convencional y diseño con aisladores sísmicos para el pabellón de aulas de tres niveles para la Universidad San Pedro Filial Sullana, permitiría determinar cuál es el que tiene mejor desempeño ante desastres naturales.

El Objetivo General es determinar el Estudio comparativo entre diseño convencional y diseño con aisladores sísmicos para el pabellón de aulas de tres niveles para la Universidad San Pedro Filial Sullana y, como objetivos específicos: Determinar la capacidad portante del terreno. Determinar los desplazamientos en el sistema convencional y en el sistema con aislamiento. Determinar esfuerzos máximos permisibles en el sistema convencional y con aislamiento. Determinar el diseño óptimo.

CAPÍTULO II: METODOLOGIA

El Tipo de Investigación es descriptiva, porque los datos solo permiten la identificación del fenómeno de análisis estructural mediante el uso de aisladores sísmicos en la base del edificio con el fin de lograr un sistema de protección eficiente. El diseño de Investigación es no Experimental Transversal por que no se manipula las variables. Es decir, no hacemos variar intencionalmente las variables independientes. Lo que se hace es observar fenómenos y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos.

La población y muestra Corresponde al pabellón de aulas de 3 niveles en USP – Sullana.

Se usó Software para modelar el pabellón de aulas y determinar su comportamiento estructural.

Se usó la norma de diseño E030 y la norma americana ASCE como guía para comparar los resultados y el software para el modelamiento del pabellón de 3 niveles y determinar su comportamiento estructural como herramienta de trabajo.

Los datos fueron procesados usando ETABS, versión 2016.

CAPÍTULO III: RESULTADOS

Parámetros para el análisis del Sismo Estático



Figura 14 Mapa de zonificación sísmica

Fuente: NTE E-030

El Análisis Sísmico Estático tiene los siguientes parámetros de análisis:

Z (factor de zona) = 0.45

U (factor de uso/importancia) = 1.5

C (factor de amplificación sísmico) = 2.5

S (factor de suelo) = 1.05

R (coeficiente básico de reducción sísmica) = 8

P (peso de la estructura)= se calcula usando el 100% de la carga muerta + el 25% de la carga viva en la azotea + 50% de la carga viva en los entrepisos. Obteniendo un peso de 981.458tn

Por lo tanto el cortante basal (fuerza sísmica a nivel de terreno natural) es igual a V, donde el valor de V se calcula de la siguiente manera:

$$V = (Z \cdot U \cdot C \cdot S / R) P$$

$$V = (0.45 \cdot 1.5 \cdot 2.5 \cdot 1.05 / 8) \cdot 981.458 \text{tn}$$

$$V = 217.3774 \text{tn}$$

Generación de espectro de respuesta

$$Z=0.45, U=1.5, S=1.05, g=9.81 \text{m/s}^2, R=8, Sa = (Z \cdot U \cdot C \cdot S / R) \cdot g$$

Tabla 14 Valores del espectro de respuesta

Sa	C	T	Formula correspondiente
2.1728	2.5000	0.10	$T < T_p \quad C = 2,5$
2.1728	2.5000	0.20	
2.1728	2.5000	0.30	
2.1728	2.5000	0.40	
2.1728	2.5000	0.50	
2.1728	2.5000	0.60	
1.8624	2.1429	0.70	$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
1.6296	1.8750	0.80	
1.4485	1.6667	0.90	
1.3037	1.5000	1.00	
1.1851	1.3636	1.10	
1.0864	1.2500	1.20	
1.0028	1.1538	1.30	
0.9312	1.0714	1.40	
0.8691	1.0000	1.50	
0.8148	0.9375	1.60	
0.7669	0.8824	1.70	
0.7243	0.8333	1.80	
0.6861	0.7895	1.90	
0.6518	0.7500	2.00	
0.5912	0.6803	2.10	$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$
0.5387	0.6198	2.20	
0.4929	0.5671	2.30	
0.4527	0.5208	2.40	
0.4172	0.4800	2.50	
0.3857	0.4438	2.60	
0.3577	0.4115	2.70	
0.3326	0.3827	2.80	
0.3100	0.3567	2.90	
0.2897	0.3333	3.00	
0.2713	0.3122	3.10	
0.2546	0.2930	3.20	
0.2394	0.2755	3.30	
0.2255	0.2595	3.40	
0.2128	0.2449	3.50	
0.2012	0.2315	3.60	
0.1905	0.2191	3.70	
0.1806	0.2078	3.80	
0.1714	0.1972	3.90	
0.1630	0.1875	4.00	

Fuente: elaboración propia

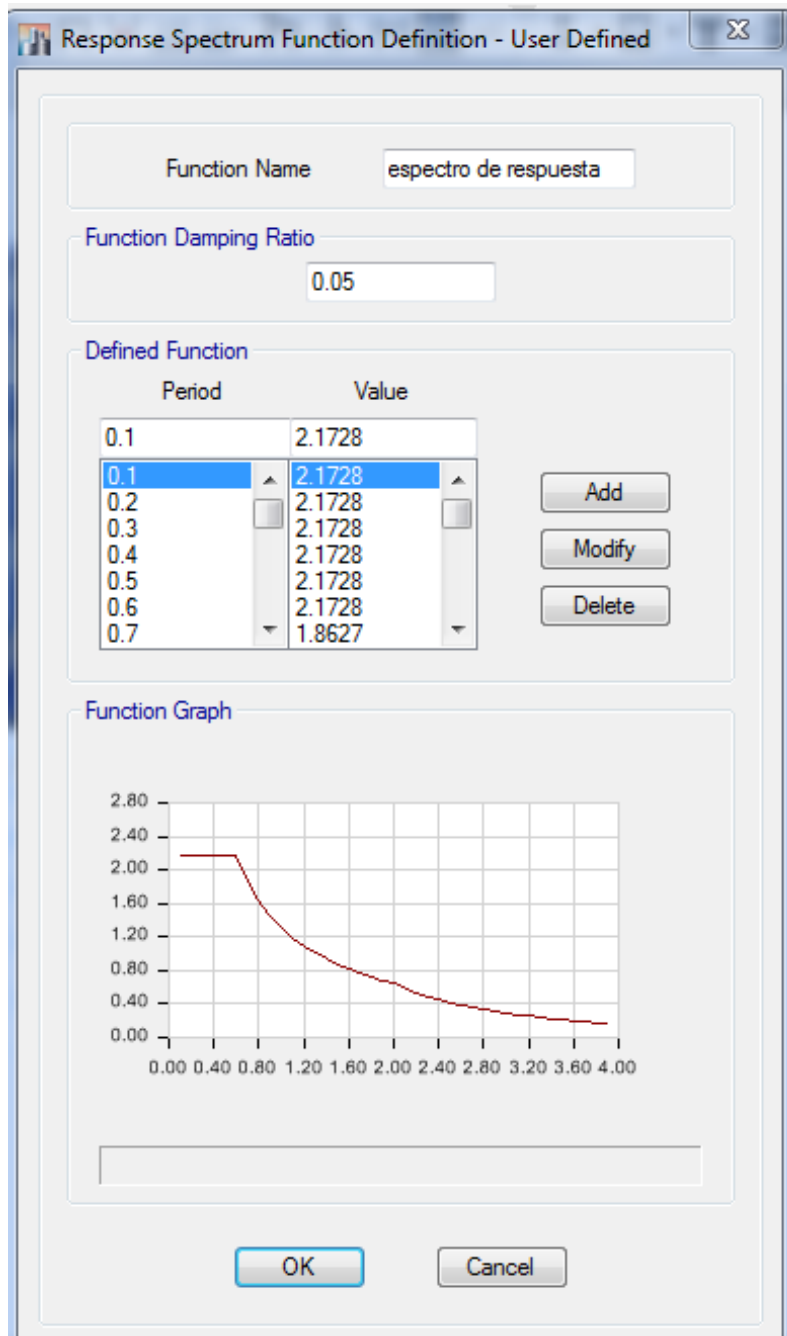


Figura 15. Datos ingresados para generar la Función Espectral
Fuente: CSI computers, ETABS

Cortantes Basales producto del Sismo Estático

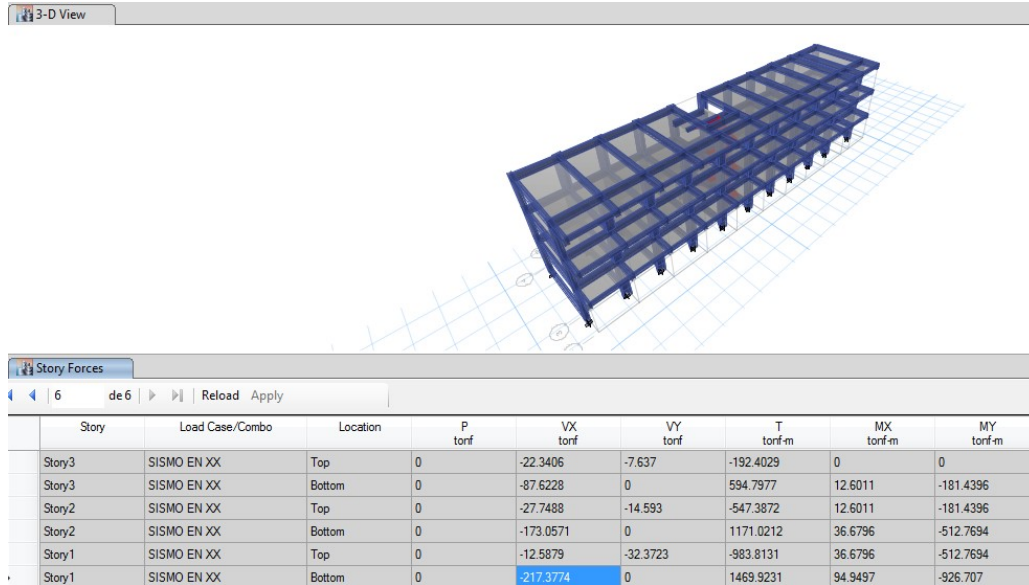


Figura 16. Cortante basal por Sismo Estático en dirección X

Fuente: CSI computers, ETABS

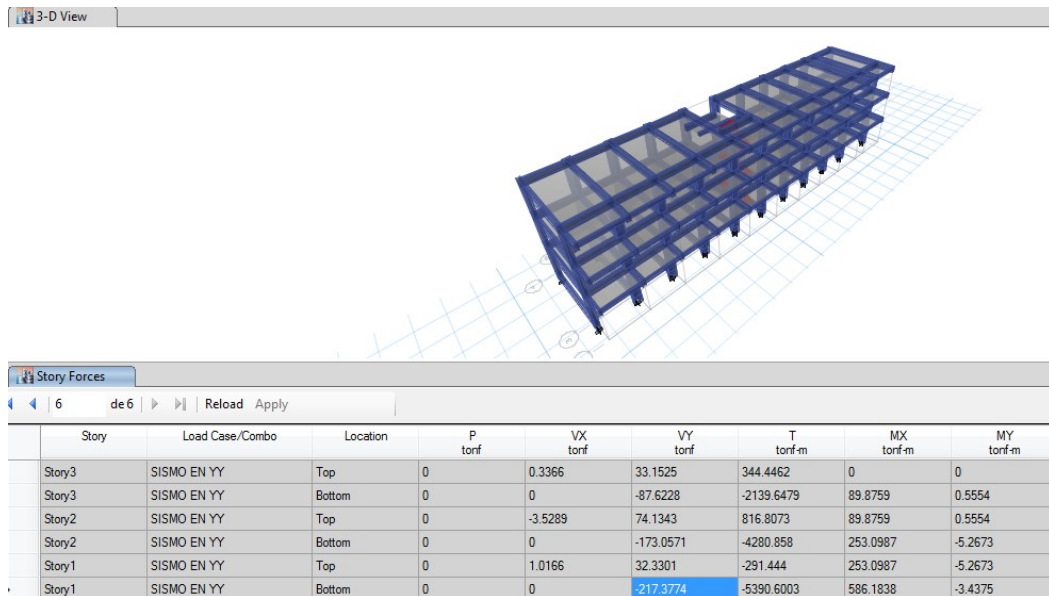


Figura 16. Cortante basal por Sismo Estático en dirección Y

Fuente: CSI computers, ETABS

Cortantes Basales producto del Espectro de Respuesta

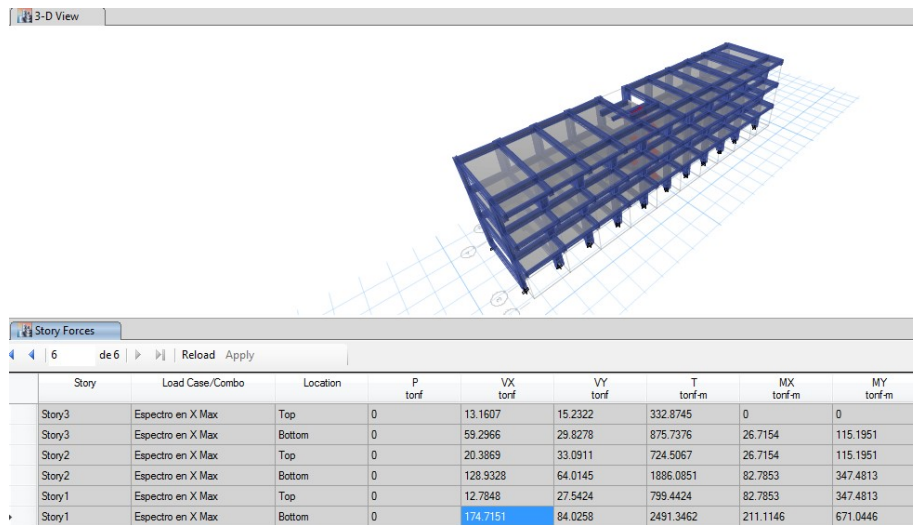


Figura 17. Cortante basal por Espectro de Respuesta en dirección X
Fuente: CSI computers, ETABS

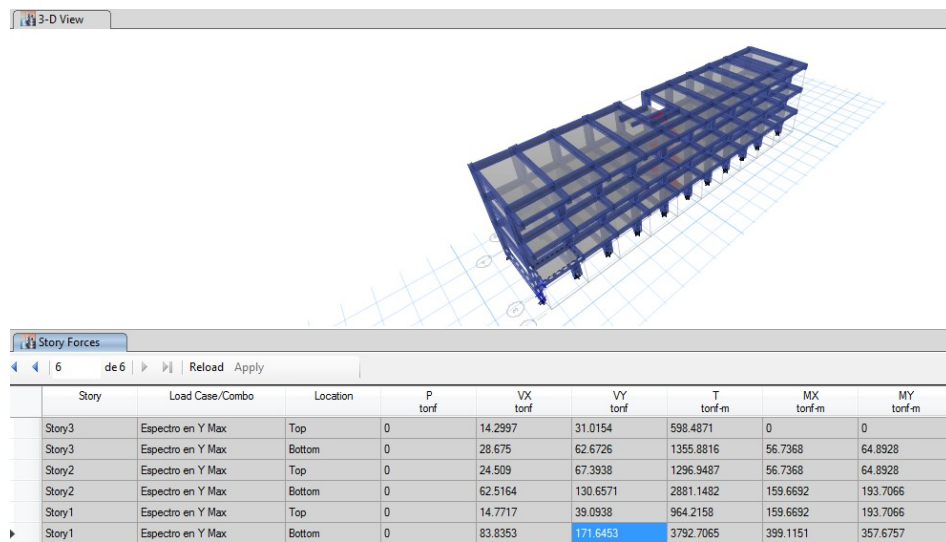


Figura 17. Cortante basal por Espectro de Respuesta en dirección Y
Fuente: CSI computers, ETABS

Escalamiento el Espectro de Respuesta.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones en su norma E 030 – 2016 en el artículo 4.6.4 Fuerza cortante Mínima en la Base, nos dice lo siguiente: Para una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el numeral 4.5 (este numeral nos permite calcular las fuerzas del sismo estático equivalente) para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

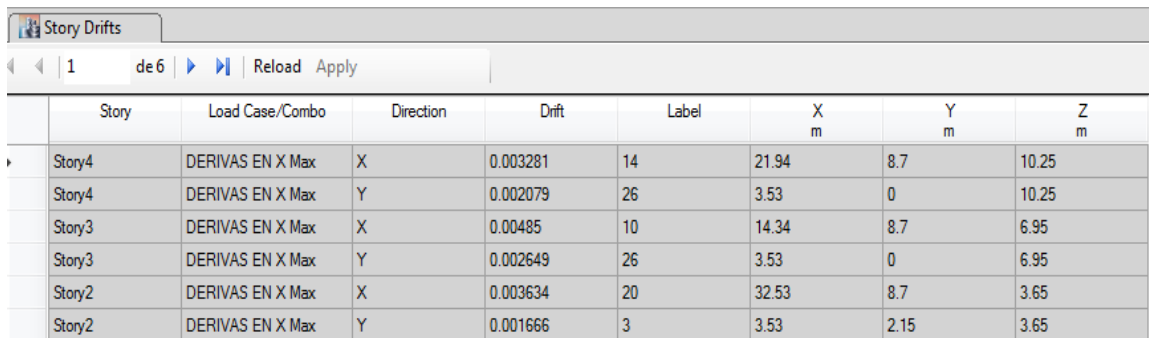
Tabla 15 Verificación de porcentaje de participación
Del Espectro de respuesta con respecto al Sismo Estático

Tipo de analisis	Valor del Cortante Basal	Diferencia %
Sismo Estatico en X	217.3774	100%
Sismo Estatico en Y	217.3774	100%
Espectro de Respuesta en X	174.7151	80%
Espectro de Respuesta en y	174.6453	80%

Fuente: elaboración propia

Control de derivas de entrepiso

Derivas de entrepiso



The image shows a screenshot of the ETABS software interface, specifically the 'Story Drifts' window. The window title is 'Story Drifts'. Below the title bar, there are navigation controls: a left arrow, a right arrow, the number '1', the text 'de 6', another right arrow, and buttons for 'Reload' and 'Apply'. The main area contains a table with the following columns: Story, Load Case/Combo, Direction, Drift, Label, X m, Y m, and Z m. The table data is as follows:

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story4	DERIVAS EN X Max	X	0.003281	14	21.94	8.7	10.25
Story4	DERIVAS EN X Max	Y	0.002079	26	3.53	0	10.25
Story3	DERIVAS EN X Max	X	0.00485	10	14.34	8.7	6.95
Story3	DERIVAS EN X Max	Y	0.002649	26	3.53	0	6.95
Story2	DERIVAS EN X Max	X	0.003634	20	32.53	8.7	3.65
Story2	DERIVAS EN X Max	Y	0.001666	3	3.53	2.15	3.65

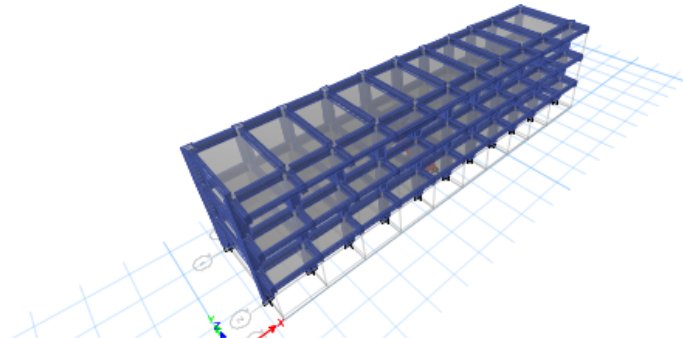
Figura 18. Derivas de entrepiso en dirección X en estructura convencional

Fuente: CSI computers, ETABS

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story4	DERIVAS EN Y Max	X	0.00083	36	41.28	0	10.25
Story4	DERIVAS EN Y Max	Y	0.005254	36	41.28	0	10.25
Story3	DERIVAS EN Y Max	X	0.001081	26	3.53	0	6.95
Story3	DERIVAS EN Y Max	Y	0.006488	36	41.28	0	6.95
Story2	DERIVAS EN Y Max	X	0.000518	13	21.94	2.15	3.65
Story2	DERIVAS EN Y Max	Y	0.003989	23	41.28	2.15	3.65

Figura 18. Derivas de entrepiso en dirección Y en estructura convencional
Fuente: CSI computers, ETABS

Periodos de vibración



Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.328	3.045	19.1346	366.1344
Modal	2	0.31	3.222	20.2413	409.71
Modal	3	0.247	4.044	25.4083	645.5822
Modal	4	0.093	10.743	67.4982	4556.0117
Modal	5	0.088	11.332	71.2023	5069.766
Modal	6	0.081	12.39	77.8502	6060.6567
Modal	7	0.075	13.382	84.0799	7069.4359
Modal	8	0.058	17.378	109.1886	11922.1419
Modal	9	0.049	20.583	129.3266	16725.381
Modal	10	0.046	21.723	136.4894	18629.3523
Modal	11	0.043	23.398	147.0137	21613.0297
Modal	12	0.038	26.365	165.6565	27442.0741

Figura 19. Periodos de vibración de la estructura convencional
Fuente: CSI computers, ETABS

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURA CONVENCIONAL

- Cortante en columnas en dirección x

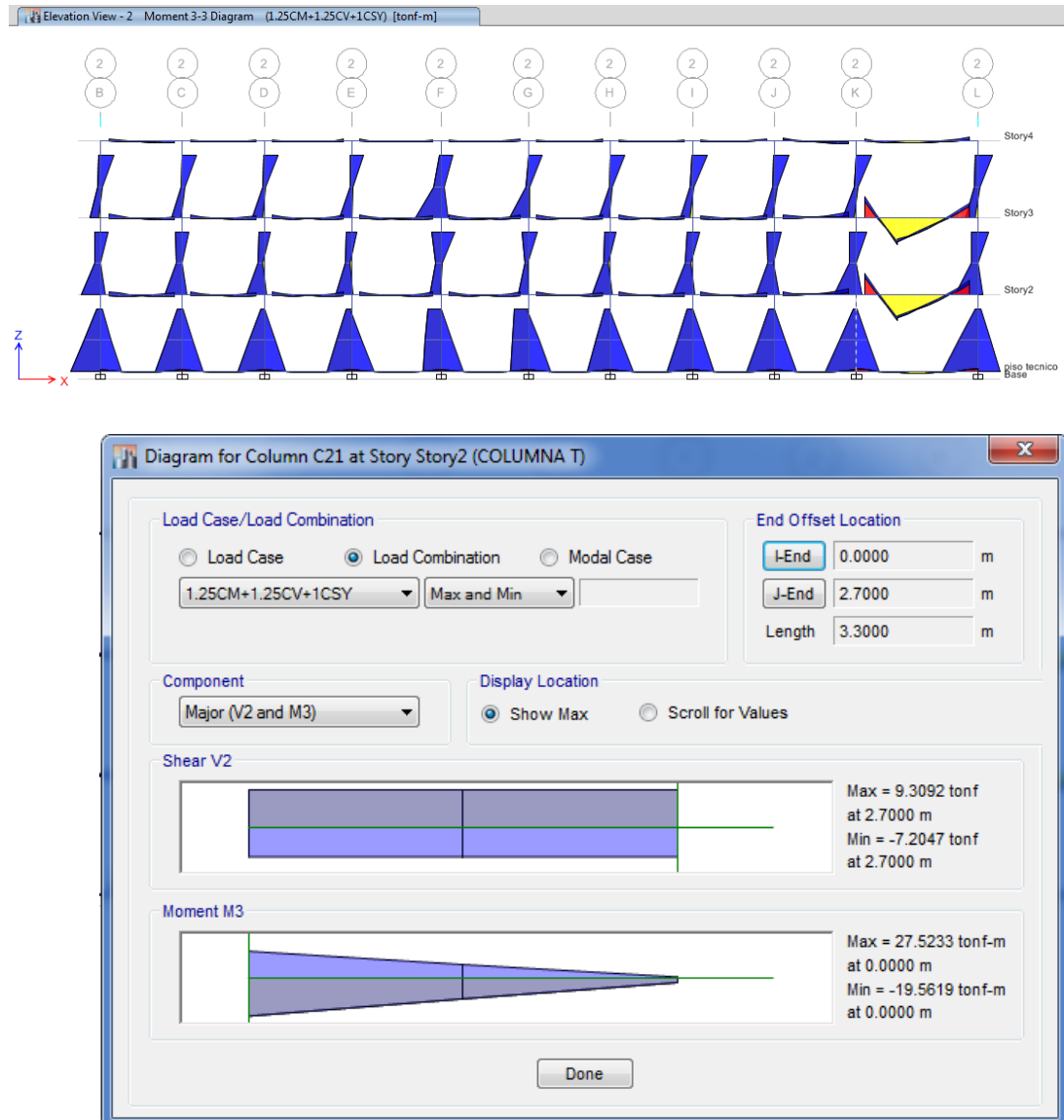


Figura 20. Cortante y momento en columna T
Fuente: CSI computers, ETABS

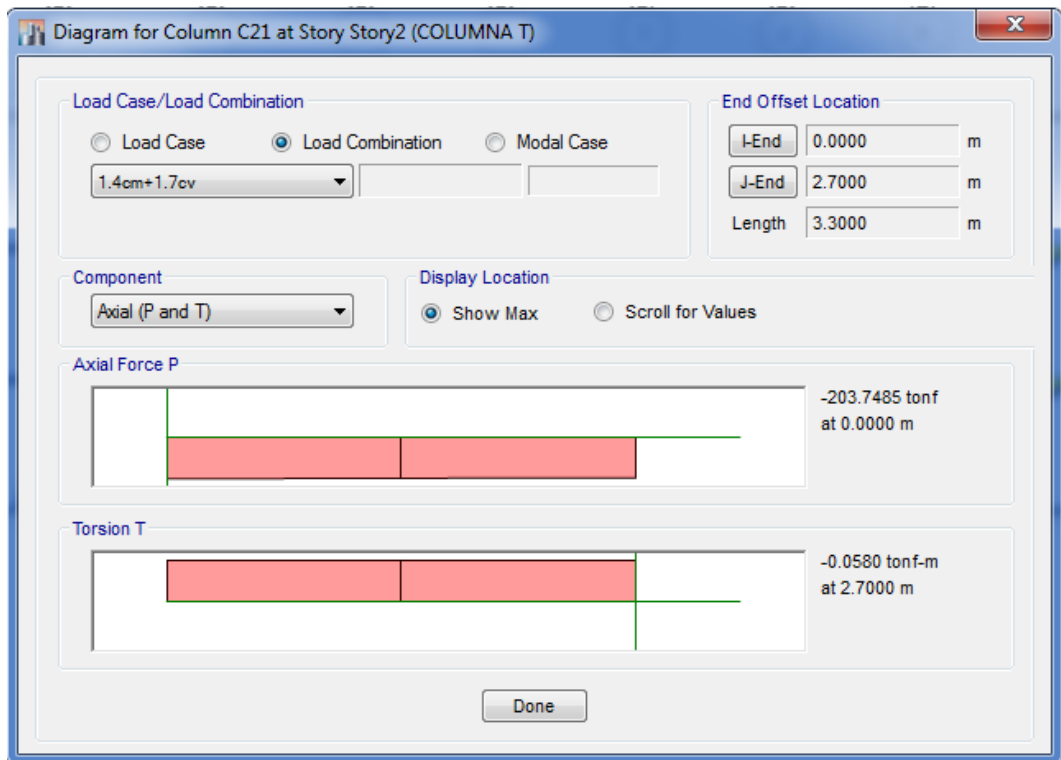


Figura 21. Axial en columna T
Fuente: CSI computers, ETABS

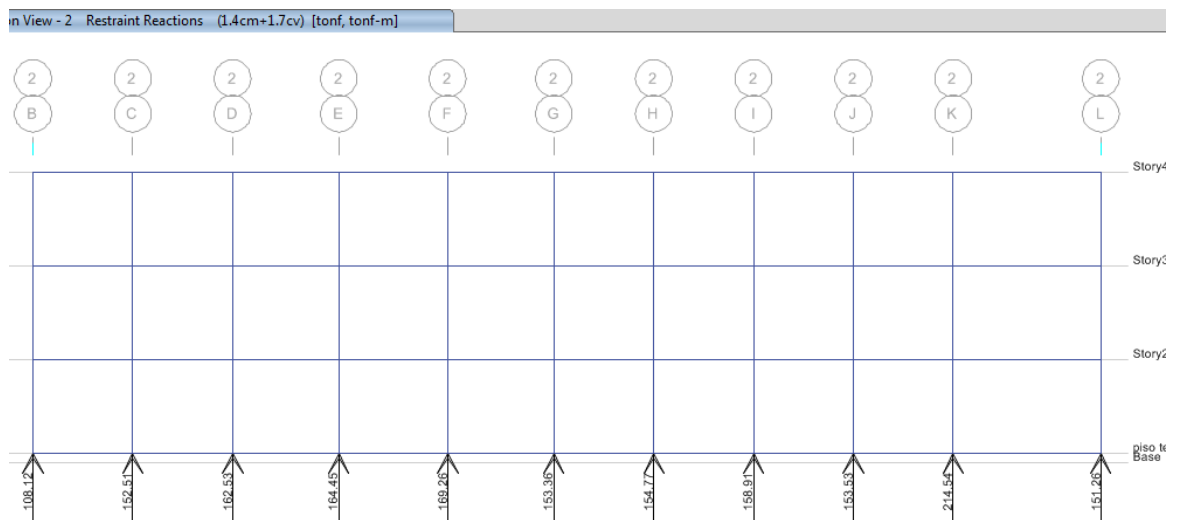


Figura 22. Reacción en los apoyos por carga ampliada.
Fuente: CSI computers, ETABS

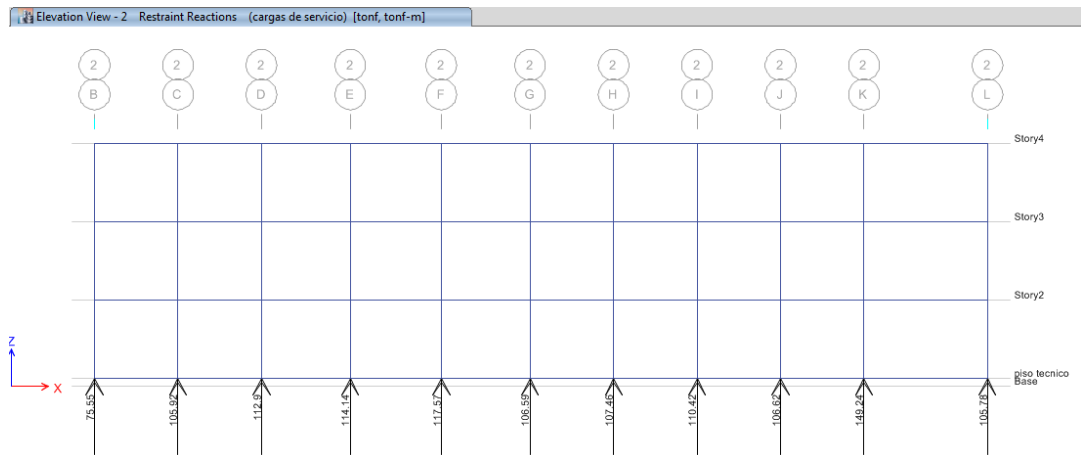


Figura 23. Reacción en los apoyos por cargas de servicio.
Fuente: CSI computers, ETABS

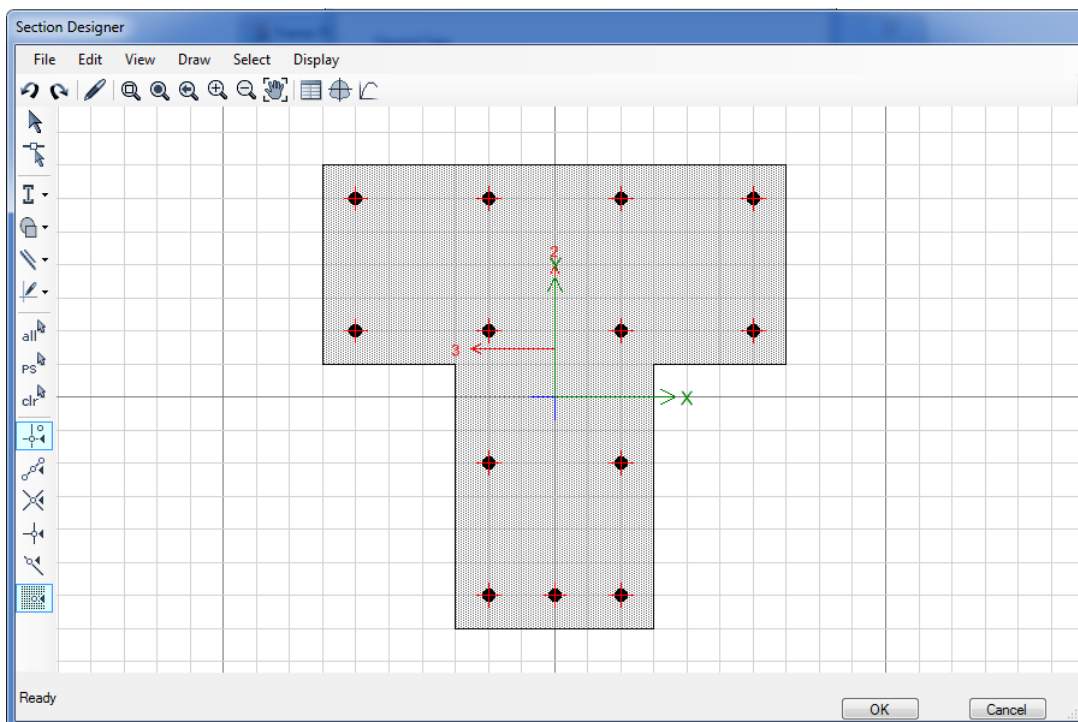


Figura 24. Distribución de acero de refuerzo en columna “T”, sistema convencional
Fuente: CSI computers, ETABS

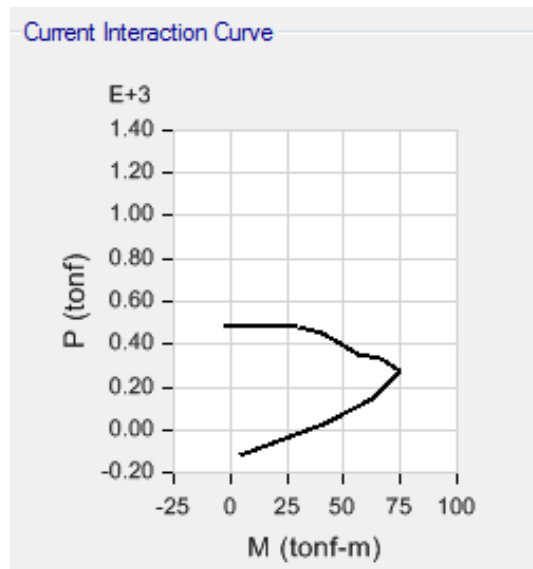
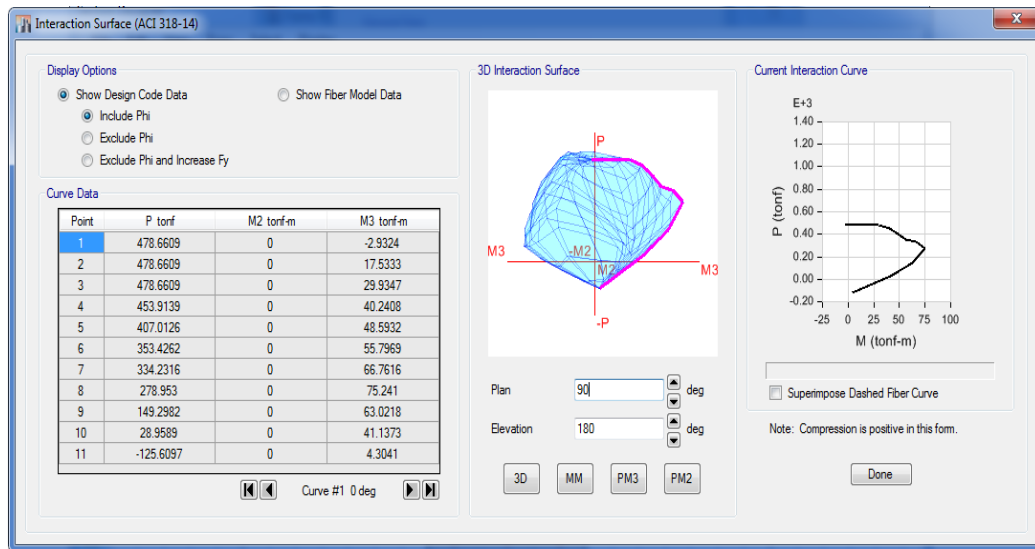


Figura 25. Diagrama de interacción carga axial momento flector.

Fuente: CSI computers, ETABS

- **CARGA AXIAL PARA ZAPATAS**

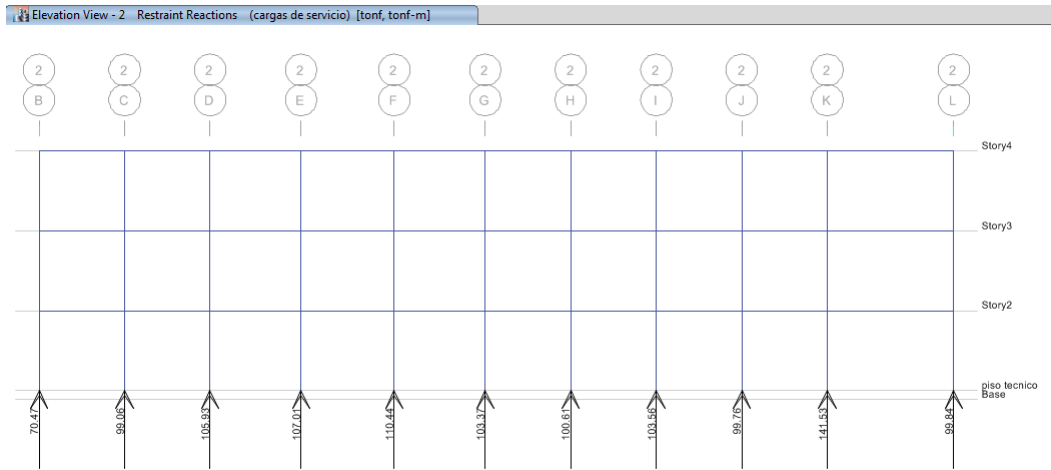


Figura 26. Carga axial para zapatas.

Fuente: CSI computers, ETABS

Envolvente de momentos con sismo en x

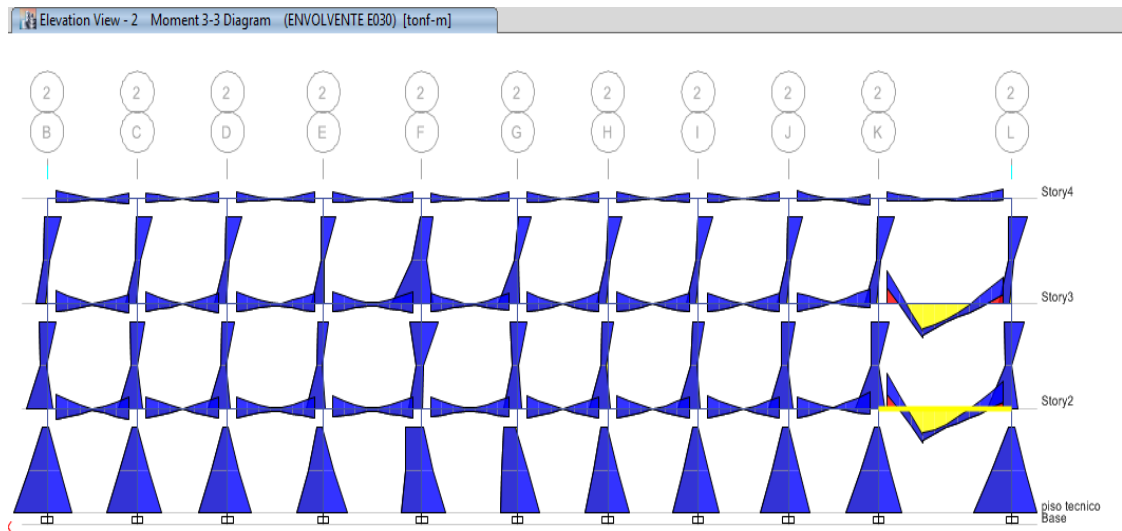


Figura 27. Diagrama de envolvente de momentos con sismo en X

Fuente: CSI computers, ETABS

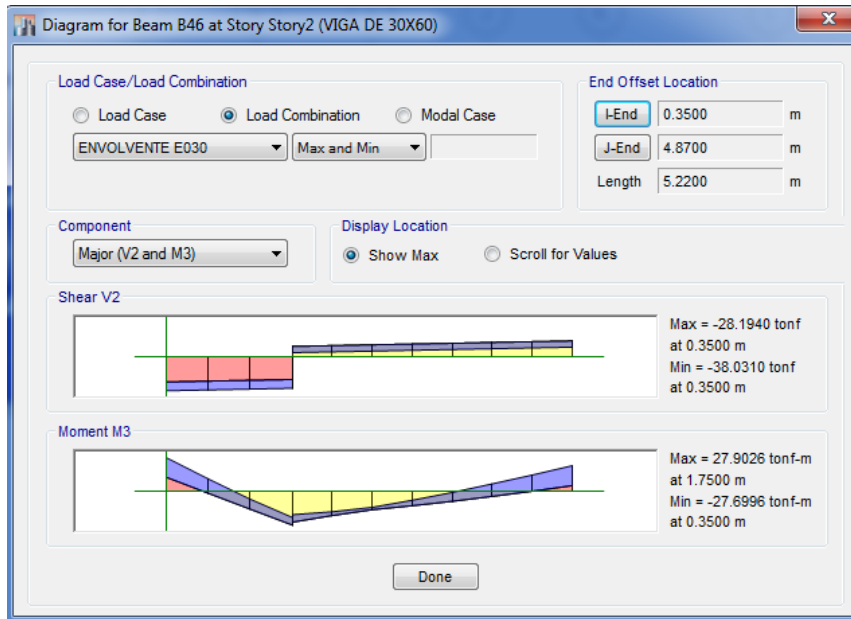


Figura 28. Fuerza cortante y momento flector para envoltorio en X

Fuente: CSI computers, ETABS

Envoltorio de momentos con sismo en y

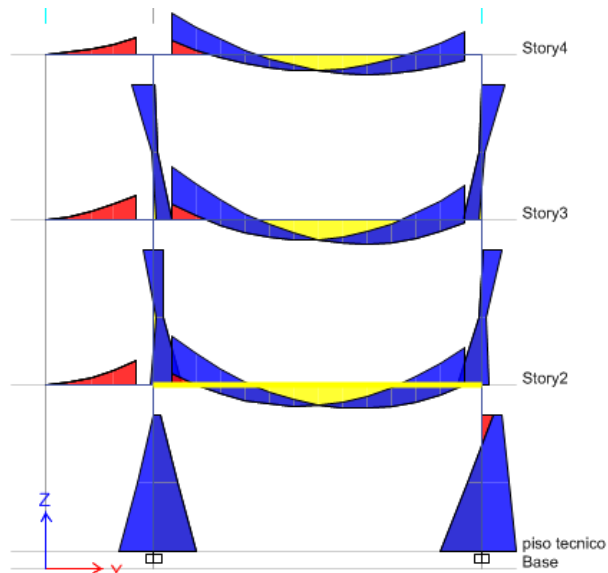


Figura 29. Envoltorio de momentos con sismo en Y

Fuente: CSI computers, ETABS

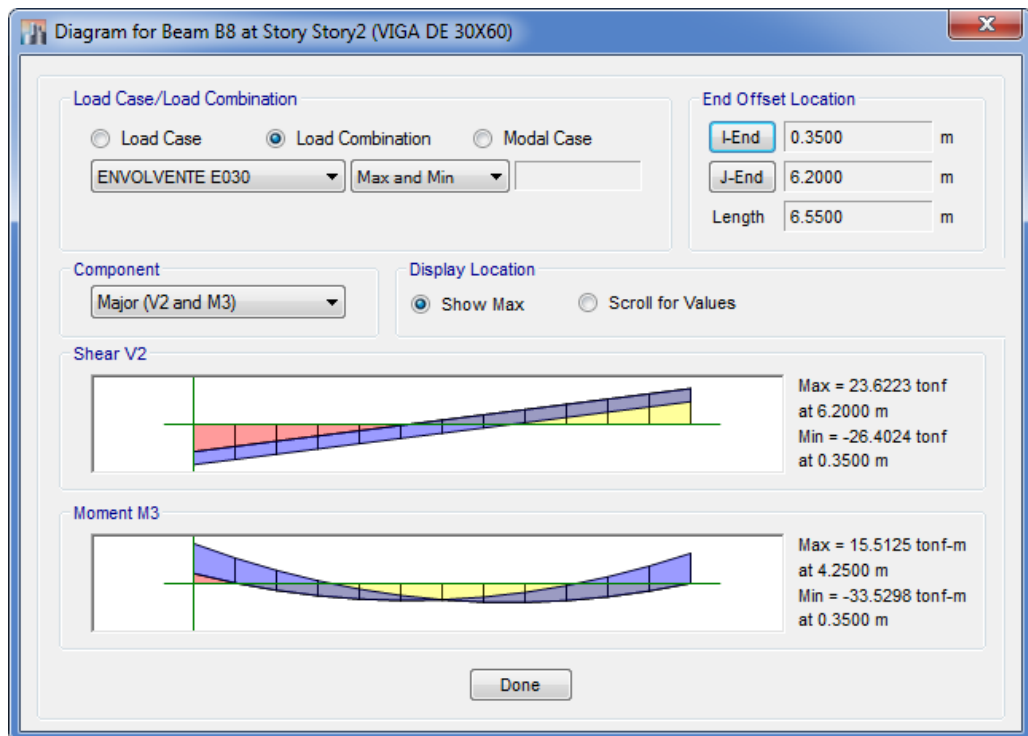


Figura 30. Fuerza cortante y momento flector para envoltente en Y

Fuente: CSI computers, ETABS

Resultados Análisis y Diseño para la Estructura Aislada.

Análisis de la Estructura Aislada

Protocolo de análisis del Sistema de Aislamiento.

Paso 01: Suponemos el periodo objetivo, escogemos un periodo fundamental de vibración de la estructura igual a 2.5 segundos, pues estamos en un tipo de suelo S2, el mismo que tiene un $T_p=0.6\text{seg}$ y un $T_L=2.0\text{seg}$.

Paso 02: Con el valor del periodo $T=2.5\text{seg}$ y el valor de masa, $m= W/g$

Dónde:

W = peso sísmico de la estructura, $100\%C_m + 50\%C_v$

$W= 1,025.7\text{tn}= 2,256.54 \text{ Klb}$

g = aceleración de la gravedad

$g= 9.8065\text{m/seg}^2= 386.4\text{pulg/seg}^2$

Por lo tanto:

$m= 2,256.54\text{Klb}/(386.4\text{pulg/seg}^2)$

$m= 5.840\text{Klb}\cdot\text{seg}^2/\text{pulg}$

Con el valor de masa calculado procedemos a calcular la rigidez horizontal que necesita el sistema, K_H

$$K_H=m\omega^2 \quad (1)$$

Donde:

$\omega= 2\pi/T$

Siendo:

ω = frecuencia del sistema en Hertz

$T= 2.5 \text{ seg}$. Periodo natural de vibración del sistema

$m= 5.840 \text{ Klb}\cdot\text{seg}^2/\text{pulg}$; masa del sistema

Reemplazando en (1):

$$K_H= [(5.840 \text{ Klb}\cdot\text{seg}^2/\text{pulg})(2\pi/2.5\text{seg})^2]$$

$$K_H= 36.89 \text{ Klb/pulg}$$

Paso 03: Suponemos un amortiguamiento del sistema con aislamiento, BD, usaremos un amortiguamiento efectivo $\beta_{eff}=30\%$, $BD=1.7$.

Paso 04: Calculamos el desplazamiento de diseño preliminar, DD.

$$DD = g \cdot SD1 \cdot TD / (4\pi^2 \cdot BD)$$

(2)

Reemplazando en (2):

$$DD = [386.4 \text{ pulg/seg}^2 \times 0.75 \times 2.5 \text{ seg} / (4\pi^2 \cdot 1.7)]$$

$$DD = 10.795 \text{ pulg}$$

$$DD = 27.42 \text{ cm}$$

Paso 05: De la ecuación de amortiguamiento efectivo, β_{eff} , despejamos la energía disipada.

$$\beta_{eff} = E_D / (2\pi \cdot K_{eff} \cdot D_D^2)$$

$$E_D = \beta_{eff} \times 2\pi \cdot K_{eff} \cdot D_D^2 \quad (3)$$

Donde:

$$\beta_{eff} = 30\% = 0.30$$

$K_{eff} = 36.89 \text{ Klb/pulg}$, rigidez horizontal efectiva

$$D_D = 10.975 \text{ pulg.}$$

Reemplazando en (3):

$$E_D = 0.30 \times 2\pi \times 36.89 \text{ Klb/pulg} \times (10.975 \text{ pulg.})^2$$

$$E_D = 8,375.66 \text{ Klb.pulg}$$

Paso 06: Calculamos la fuerza característica del sistema “Q”

Sabemos que la energía disipada es: $E_D = 4Q(D - D_y)$

Despejamos “Q”:

$$Q = E_D / 4(D_D - D_y) \quad (4)$$

Donde:

$$D_D = 10.975 \text{ pulg.}$$

$D_y =$ es muy pequeño y se desprecia

$$E_D = 8,375.66 \text{ Klb.pulg}$$

Reemplazando en (4):

$$Q = 8,375.66 \text{Klb.pulg} / (4 \times 10.975 \text{pulg})$$

$$Q = 190.79 \text{Klb.pulg}$$

Paso 07: Con esta primera aproximación de “Q”, podemos calcular la rigidez post fluencia, K_p .

$$K_p = K_{\text{eff}} - Q / D_D \quad (5)$$

Donde:

$$K_{\text{eff}} = 36.89 \text{Klb/pulg, rigidez horizontal efectiva}$$

$$Q = 190.79 \text{Klb.pulg}$$

$$D_D = 10.975 \text{pulg.}$$

Reemplazando en (5):

$$K_p = K_{\text{eff}} - Q / D_D$$

$$K_p = 36.89 \text{Klb/pulg} - 190.79 \text{Klb.pulg} / 10.975 \text{pulg.}$$

$$K_p = 19.58 \text{Klb/pulg}$$

Paso 08: con el valor de “ K_p ” corregimos el cálculo de ED realizado en el paso 6, haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$D_y = Q / [(X-1)K_p] \quad (6)$$

Donde:

$$Q = 190.79 \text{Klb.pulg}$$

$$X = 10, \text{ es una constante}$$

$$K_p = 19.58 \text{Klb/pulg}$$

Reemplazando en (6):

$$D_y = 190.79 \text{Klb.pulg} / [(10-1) 19.58 \text{Klb/pulg}]$$

$$D_y = 1.0826 \text{pulg}$$

Paso 09: Ahora volvemos a calcular la fuerza característica “Q”

$$Q = E_D / 4(D_D - D_y) \quad (7)$$

Donde:

$$E_D = 8,375.66 \text{Klb.pulg} \text{ (calculada en paso 5)}$$

$$D_D = 10.975 \text{ pulg.}$$

$$D_y = 1.0826 \text{ pulg}$$

Reemplazando en (7):

$$Q = 8,375.66 \text{ Klb.pulg} / [4(10.975 \text{ Klb.pulg} - 1.0826 \text{ pulg})]$$

$$Q = 211.669 \text{ Klb.}$$

Paso 10: calculamos el área de plomo necesaria sabiendo que la fluencia del plomo se da a los 1.45Ksi

$$A_{PB} = Q / F_{yPB} \quad (8)$$

Donde:

A_{PB} = área de plomo requerida

$$Q = 211.669 \text{ Klb}$$

$$F_{yPB} = 1.45 \text{ Ksi}$$

Reemplazando en la ecuación (8):

$$A_{PB} = 211.669 \text{ Klb} / 1.45 \text{ Ksi}$$

$$A_{PB} = 145.979 \text{ pulg}^2 \text{ (área total de plomo requerida para todo el sistema)}$$

Paso 11: calculamos el diámetro del núcleo de plomo de los aisladores, dividiendo el área total entre el número de aisladores que colocaremos en el sistema

*En el presente proyecto se usaran 22 aisladores

Por lo tanto cada aislador debería de tener un área de plomo mínima de:

$$A_{PB\text{aisl}} = A_{PB} / N^\circ \text{ de aisladores}$$

$$A_{PB\text{aisl}} = 145.979 \text{ pulg}^2 / 22$$

$$A_{PB\text{aisl}} = 6.635 \text{ pulg}^2$$

Es decir, cada aislador debe tener un mínimo de 6.635 pulg², por lo cual le corresponde un diámetro de:

$$D_{NP} = \sqrt{(4A_{PB\text{aisl}} / \pi)}$$

$$D_{NP} = \sqrt{(4 \times 6.635 \text{ pulg}^2 / \pi)}$$

$$D_{NP} = 2.906 \text{ pulg}$$

Por lo tanto usaremos aisladores de 3.0 pulg de diámetro.

Siendo el área de plomo de cada aislador, $A_{PB\text{aislador}} = \pi \cdot D_{NP}^2 / 4$

$$A_{PB\text{aislador}} = \pi \cdot (D_{NP})^2 / 4$$

$$A_{PBaislador} = \pi \cdot (3.0 \text{ pulg})^2 / 4$$

$$A_{PBaislador} = 7.0685 \text{ pulg}^2$$

Paso 12: Se distribuyen simétricamente los aisladores

Paso 13: Calculamos la fuerza característica del sistema con el área en campo de los aisladores.

$$Q = A_{PBaislador} \times F_{yPB}$$

$$Q = 7.0685 \text{ pulg}^2 \times 1.45 \text{ Ksi}$$

$$Q = 10.249 \text{ Klb para cada aislador}$$

$$Q = 225.49 \text{ Klb para el sistema}$$

Paso 14: calculamos la rigidez post fluencia corregida

$$K_p = K_{eff} - Q / D_D$$

Donde:

$$K_{eff} = K_H = \text{rigidez efectiva calculada en el paso 2} = 36.89 \text{ Klb/pulg}$$

$$Q = 225.49 \text{ Klb, calculada en el paso 13}$$

$$D_D = 10.795 \text{ pulg, calculada en el paso 4}$$

Por lo tanto:

$$K_p = 36.89 \text{ Klb/pulg} - 225.49 \text{ Klb} / 10.795 \text{ pulg}$$

$$K_p = 16.00 \text{ Klb/pulg}$$

Paso 15: Calculamos la rigidez post fluencia de cada aislador.

Si la rigidez es la misma para cada aislador entonces el valor de la rigidez se calculara dividiendo la rigidez K_p (calculada en el paso 14) entre el número de aisladores, es decir:

$$K_{p.\text{aislador}} = 16.00 \text{ Klb/pulg} / (22 \text{ aisladores})$$

$$K_{p.\text{aislador}} = 0.7273 \text{ Klb/pulg.}$$

Paso 16: El objetivo de calcular la rigidez post fluencia para cada aislador es para poder dimensionarlos; se selecciona caucho de bajo amortiguamiento con un módulo de cortante que varía entre 0.058 y 0.101 Ksi al 100% de la deformación.

Para el cálculo del área del aislador, primero se define el grosor de la capa de caucho del aislador, este grosor será igual al desplazamiento de diseño que se ha calculado en el paso 4, redondeando al inmediato superior; para nuestro caso $D_D = 10.795$ pulg, por lo cual usaremos un espesor de caucho de 11 pulg (tr= 11 pulg).

Paso 17: Tomamos el menor valor del módulo de cortante, $G = 0.058 \text{Ksi}$ y usamos el valor de la rigidez post fluencia “Kp” que se ha calculado en el paso 14, para cada aislador, en la ecuación para la rigidez horizontal de 1 aislador elastomérico.

Calculamos el área de caucho, $A_{\text{caucho}} = K_p \times t_r / G$

Donde:

K_p .aislador: 0.7273Klb/pulg; calculado en el paso 15

$t_r = 11$ pulg; calculado en el paso 16

$G = 0.058 \text{Ksi}$; propiedad del caucho

Por lo tanto:

$A_{\text{caucho}} = 0.7273 \text{Klb/pulg} \times 11 \text{pulg} / 0.058 \text{Ksi}$

$A_{\text{caucho}} = 137.936 \text{ pulg}^2$

Despejamos el diámetro del caucho, D_{caucho} :

$A_{\text{caucho}} = A_{D_{\text{caucho}}} - A_{\text{núcleo de plomo}}$

$A_{\text{caucho}} = 137.936 \text{ pulg}^2 - [\pi \times (3.0 \text{pulg})^2] / 4$

$A_{\text{caucho}} = 130.867 \text{ pulg}^2$

$\pi D_{\text{caucho}}^2 / 4 = 130.867 \text{ pulg}^2$

$D_{\text{caucho}} = \sqrt{((4 \times 130.867) / \pi)} = 12.908 \text{ pulg}$

Pero como se debe de cumplir que para el caucho natural se utiliza una relación de deformación igual a 1, el diámetro del caucho no puede ser menor que:

$D_{\text{caucho}} = 2T_r + D_{NP}$

$D_{\text{caucho}} = 2 \times 11 \text{pulg} + 3.0 \text{pulg}$

Por lo tanto usaremos: $D_{\text{caucho}} = 25.0 \text{pulg}$.

Siguiendo en el diseño del aislador, seleccionamos una frecuencia vertical, $F_v = 10 \text{Herz}$, eso es necesario para calcular otras características de nuestro aislador.

Calculamos el factor "S"

$$S=1/\sqrt{6} \times F_v/F_d$$

Donde:

$$F_v= 10\text{Herz}$$

F_d = frecuencia de diseño

$$F_d= 1/TD$$

$$F_d= 1/2.5$$

$$F_d= 0.4\text{Herz}$$

Calculamos el módulo de elasticidad del caucho, E_c .

$$E_c=(6GS^2 K)/(6GS^2+K)$$

Donde:

$$K= 290.075 \text{ Ksi (Rigidez vertical del caucho)}$$

$$G= 0.058\text{Ksi (mínimo módulo de corte)}$$

$$S= 10.206$$

Por lo tanto:

$$E_c=(6 \times 0.058\text{Ksi} \times (10.206)^2 \times 290.075\text{Ksi}) / (6 \times 0.058\text{Ksi} \times (10.206)^2 + 290.075\text{Ksi})$$

$$E_c=32.22\text{Ksi}$$

Calculamos la rigidez vertical del sistema de aislamiento, K_v .

$$K_v= (E_c \times A_{\text{sistema}}) / T_r$$

Donde:

$$E_c=32.22\text{Ksi}$$

A_{sistema} = área de caucho de todos los aisladores

$$A_{\text{sistema}}= 22 \times 7.0685 \text{ pulg}^2$$

$$A_{\text{sistema}}= 155.507 \text{ pulg}^2$$

$$T_r= 11\text{pulg}$$

Por lo tanto:

$$K_v= (32.22\text{Ksi} \times 155.57\text{pulg}^2) / 11\text{pulg}$$

$$K_v= 455.50\text{Klb/pulg}$$

Calculamos el periodo del Sistema en dirección vertical, T_v

$$T_v=2\pi(m/K_v)^{1/2}$$

Donde:

$m = \text{masa del sistema} = 5.840 \text{ Klb}\cdot\text{seg}^2/\text{pulg}$

$K_v = 455.50 \text{ Klb}/\text{pulg}$

Por lo tanto:

$T_v = 2\pi\sqrt{(5.840 \text{ Klb}\cdot\text{seg}^2/\text{pulg}) / (455.50 \text{ Klb}/\text{pulg})}$

$T_v = 0.711 \text{ seg}$

Una vez que se haya definido el factor “S”, como aceptable, se calcula el grosor de cada capa de caucho con la ecuación, $S = \Theta/4t$, despejamos “t”

$t = \Theta/4S$

Donde:

$S = 10.206$

$\Theta = \text{diámetro total del aislador} = 25.00 \text{ pulg}$

$t = \text{espesor de la capa de caucho} = ?$

$t = 25.00 \text{ pulg} / 4 * 10.206$

$t = 0.6124 \text{ pulg}$

Calculamos el número de capas de caucho, “n”.

$n = T_r/t$

$n = 11 \text{ pulg} / 0.6124 \text{ pulg}$

$n = 17.96$, por lo tanto usaremos 18 capas

Recalculamos el espesor de capas de caucho usando 18 capas

$t = T_r/n$

$t = 11 \text{ pulgadas} / 18$

$t = 0.6111 \text{ pulg}$.

Calculamos la altura del aislador, H.

$H = 18 \text{ capas de caucho de } 0.6111 \text{ pulg} + 17 \text{ láminas de acero de } 0.0897 \text{ pulg} + 1 \text{ pulg de acero en la parte superior} + 1 \text{ pulg de acero en la parte inferior}$.

$H = 18 * 0.6111 \text{ pulg} + 17 * 0.0897 \text{ pulg} + 1 \text{ pulg} + 1 \text{ pulg}$.

$H = 14.523 \text{ pulg}$.

$H = 368.88 \text{ mm}$

Paso 18: Recalculamos la rigidez efectiva, K_{eff} .

$K_{eff} = N^{\circ} \text{ aisladores} * K_{\text{paislador}} + Q/D_D$

Donde:

$K_{p.\text{aislador}} = 0.7273 \text{Klb/pulg.}$

$Q = 225.49 \text{Klb}$, calculada en el paso 13

$D_D = 10.795 \text{ pulg}$, calculada en el paso 4

Por lo tanto:

$K_{\text{eff}} = 22 \times 0.7273 \text{Klb/pulg} + 225.49 \text{Klb} / 10.795 \text{ pulg}$

$K_{\text{eff}} = 36.89 \text{Klb/pulg.}$

Paso 19: Recalculamos el valor de la energía disipada “ E_D ” que se encuentra con “ Q ” del sistema.

$E_D = 4Q (D_D - D_y)$

Donde:

$Q = 225.49 \text{Klb}$, calculada en el paso 13

$D_D = 10.795 \text{ pulg}$, calculada en el paso 4

$D_y = 1.0826 \text{ pulg}$, calculado en el paso 8

Por lo tanto:

$E_D = 4 \times 225.49 \text{Klb} \times (10.795 \text{ pulg} - 1.0868 \text{ pulg})$

$E_D = 8,756.41 \text{Klb/pulg.}$

Paso 20: Recalculamos el amortiguamiento, $\beta_{\text{eff}} = E_D / (2\pi K_{\text{eff}}.D_D^2)$

Donde:

$E_D = 8,756.41 \text{Klb/pulg}$, calculado en el paso 19

$K_{\text{eff}} = 36.89 \text{Klb/pulg}$, calculado en el paso 18

$D_D = 10.795 \text{ pulg}$, calculada en el paso 4

Por lo tanto:

$\beta_{\text{eff}} = E_D / (2\pi K_{\text{eff}}.D_D^2)$

$\beta_{\text{eff}} = 8,756.41 \text{Klb/pulg} / (2\pi \times 36.89 \text{Klb/pulg} \times (10.795 \text{ pulg})^2)$

$\beta_{\text{eff}} = 0.3242$

$\beta_{\text{eff}} = 32.42\%$

Paso 21-22: Ahora debemos de calcular nuevamente los parámetros, pero en esta ocasión para el “desplazamiento máximo”

Calculamos el desplazamiento máximo usando la siguiente ecuación

$$D_M = g \cdot S_{M1} \cdot T_D / (4\pi^2 \cdot B_M)$$

Donde:

$$g = 386.4 \text{ pulg/seg}^2$$

$$S_{M1} = 1.5 S_{D1} = 1.5 \times 0.75 = 1.125$$

$$T_M = 2.5 \text{ seg}$$

$$B_M = 1.7$$

$$D_M = 1.5 D_D$$

$$D_M = 1.5 \times 10.795 \text{ pulg}$$

$$D_M = 16.1925 \text{ pulg}$$

Paso 23: Recalculamos la rigidez efectiva K_{eff} , para el desplazamiento máximo

D_M en cada aislador

$$K_{eff} = K_{\text{paislador}} + Q/D_M$$

Donde:

$$K_p = 0.7273 \text{ Klb/pulg, calculado en el paso 14}$$

$$Q = 10.249 \text{ Klb, calculado en el paso 13}$$

$$D_M = 16.1925 \text{ pulg, calculado en el paso 22}$$

Por lo tanto:

$$K_{eff} = 0.7273 \text{ Klb/pulg} + 10.249 \text{ Klb} / 16.1925 \text{ pulg}$$

$$K_{eff} = 1.360 \text{ Klb/pulg}$$

Paso 24: Calculamos el desplazamiento post fluencia con el valor de la fuerza característica del sistema.

$$D_y = Q/9K_p$$

Donde:

$$Q = 10.249 \text{ Klb, calculado en el paso 13}$$

$$K_p = 17.309 \text{ Klb/pulg, calculado en el paso 14}$$

Por lo tanto:

$$D_y = 22 \times 10.249 \text{ Klb} / 9 \times 17.309 \text{ Klb/pulg}$$

$$D_y = 1.447 \text{ pulg}$$

Paso 25: Recalculamos la energía interna, $E_{DM} = 4Q (D_M - D_y)$

Donde:

$Q = 10.249 \text{Klb}$, calculado en el paso 13

$D_M = 16.1925 \text{pulg}$, calculado en el paso 22

$D_y = 1.447 \text{pulg}$.

$E_{DM} = 4 \times 10.249 \text{Klb} \times 22 (16.1925 \text{pulg} - 1.44 \text{pulg})$

$E_{DM} = 13,305.57 \text{Klb.pulg}$

Paso 26-27: Con el nuevo valor de E_D , recalculamos el amortiguamiento para el máximo desplazamiento, este amortiguamiento sirve para calcular el desplazamiento máximo real.

$\beta_{eff} = E_{DM} / (2\pi K_{eff} D_M^2)$

Donde:

$E_{DM} = 13,305.57 \text{Klb.pulg}$, calculado en el paso 25

$K_{eff} = 17.942 \text{Klb/pulg}$, calculada en el paso 23

$D_M = 16.1925 \text{pulg}$, calculado en el paso 22

Por lo tanto:

$B_{eff} = 13,305.57 \text{Klb.pulg} / [2\pi \times 17.942 \text{Klb/pulg} \times (16.1925 \text{pulg})^2]$

$B_{eff} = 0.450$

$B_{eff} = 45.0\%$

Con el valor de B_{eff} , hacemos uso de la Cuadro “e” para poder calcular por medio de interpolación el correspondiente valor de B_M .

Tabla 16 Amortiguamiento Efectivo

Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Fuente: ASCE 7-10

Siendo $B_M = 1.95$, para un $B_{eff} = 45\%$

Calculamos el máximo periodo de vibración de la estructura, T_M

$$T_M = 2\pi\sqrt{(W/(g \times K_{min}))} = 2\pi\sqrt{(W/(g \times K_{eff}))}$$

Donde:

$W/g =$ masa del sistema

$W/g = m = 5.840 \text{Klb} \cdot \text{seg}^2/\text{pulg}$, calculada en el paso 2

$K_{eff} = 36.89 \text{Klb}/\text{pulg}$, calculado en el paso 18

$$T_M = 2\pi\sqrt{((5.840 \text{Klb} \cdot \text{seg}^2/\text{pulg}) / (36.89 \text{Klb}/\text{pulg}))}$$

$$T_M = 2.50 \text{seg}.$$

Paso 28: Recalculamos el desplazamiento máximo, D_M .

$$D_M = g \cdot S_{M1} \cdot T_M / (4\pi^2 \cdot B_M)$$

Donde:

$$g = 386.4 \text{pulg}/\text{seg}^2$$

$$S_{M1} = 1.5 S_{D1} = 1.5 \times 0.75 = 1.125$$

$$T_M = 2.49 \text{seg}$$

$$B_M = 1.95$$

Por lo tanto:

$$D_M = 14.117 \text{pulg}$$

Corregimos nuevamente el valor de la rigidez efectiva con el nuevo D_M

$$K_{eff} = K_{paislador} + Q/D_M$$

Donde:

$K_p = 16.00 \text{Klb}/\text{pulg}$, calculado en el paso 14

$Q = 10.249 \text{Klb}$, calculado en el paso 13

$D_M = 14.117 \text{pulg}$, calculado en el paso 28

Por lo tanto:

$$K_{eff} = 16.00 \text{Klb}/\text{pulg} + 10.249 \text{Klb} / 14.117 \text{pulg}$$

$$K_{eff} = 16.726 \text{Klb}/\text{pulg}$$

Recalculamos la energía interna, $E_{DM} = 4Q (D_M - D_y)$

Donde:

$Q = 10.249 \text{Klb}$, calculado en el paso 13

$D_M = 14.117\text{pulg}$, calculado en el paso 28

$D_y = 1.477\text{pulg}$, calculada en el paso 24

$E_{DM} = 4 \times 10.249\text{pulg} (14.117\text{pulg} - 1.477\text{pulg})$

$E_{DM} = 518.189\text{Klb.pulg}$

Paso 29: Cuando se habla de cortantes de diseño se refiere a desplazamientos y cortantes mínimos.

$D_D = 10.795\text{pulg}$.

$D_M = 14.117\text{pulg}$.

$D_{TD} = D_M [1 + y (12e)/(b^2 + d^2)]$

Calculamos la excentricidad del sistema

Coordenadas del Centro de Carga Estática, ECE: (21.49m; 14.296m)

Coordenadas del Centro de Rigidez del Sistema de Aislamiento, CRSA: (21.49m; 14.381m)

$e_{realx} = (X_{CRSA} - X_{ECE}) = (21.49\text{m} - 21.49\text{m}) = 0.0\text{m}$

$e_{realy} = (Y_{CRSA} - Y_{ECE}) = (14.381\text{m} - 14.296\text{m}) = 0.085\text{m}$

Calculamos las excentricidades accidentales en cada dirección, tomando el 5% para cada lado:

$e_{accx} = 0.05 \times (43.19\text{m}) = 2.160\text{m}$

$e_{accy} = 0.05 \times (28.82\text{m}) = 1.441\text{m}$

Calculamos la excentricidad total en cada dirección

$e_x = e_{realx} + e_{accx} = 0.0\text{m} + 2.160\text{m} = 2.160\text{m}$

$e_x = 2.160\text{m}$

$e_y = e_{realy} + e_{accy} = 0.085\text{m} + 1.441\text{m} = 1.526\text{m}$

$e_y = 1.526\text{m}$

El lado corto en planta de la estructura, $b = 28.82\text{m}$

El lado largo en planta de la estructura, $d = 43.19\text{m}$

Calculamos los desplazamientos máximos en dirección X y en dirección Y.

Máximo desplazamiento en dirección "X":

$$DTM_x = D_M [1 + y_y (12e_y)/(b^2 + d^2)]$$

Donde:

y= distancia entre el centro de rigidez del sistema de aisladores y el aislador más lejano medido perpendicularmente a la dirección de análisis

$$DM= 17.157\text{pulg}= 0.436\text{m}$$

$$yy= 14.419\text{m}$$

$$ey= 1.526\text{m}$$

$$b= 28.82\text{m}$$

$$d= 43.19\text{m}$$

Por lo tanto:

$$DTMx= 0.436\text{m}[1+14.419\text{m}(12*1.526\text{m})/[(28.82\text{m})^2+(43.19\text{m})^2]]$$

$$DTMx= 0.4787\text{m}$$

Máximo desplazamiento en dirección “Y”:

$$DTMy= DM [1+yx (12ex)/(b^2+d^2)]$$

$$DM= 17.157\text{pulg}= 0.436\text{m}$$

$$yx= 21.70\text{m}$$

$$ex= 2.160\text{m}$$

$$b= 28.82\text{m}$$

$$d= 43.19\text{m}$$

Por lo tanto:

$$DTMy= 0.436\text{m}[1+21.7\text{m}(12*2.16\text{m})/[(28.82\text{m})^2+(43.19\text{m})^2]]$$

$$DTMy= 0.527\text{m}$$

Por lo tanto, tenemos los siguientes desplazamientos para controlar el diseño de los aisladores:

$$DD=$$

$$DT$$

Paso 30: Calculamos el valor del cortante que actúa sobre el sistema por debajo del piso técnico, multiplicando la mayor rigidez lateral efectiva (K_H) que se calculó en el paso 2, con el desplazamiento de diseño objetivo calculado en el paso 4.

Usando la siguiente ecuación:

$$Vb= K_{D\text{máx}}.DD$$

Donde:

$$K_{Dm\acute{a}x}= 36.89Klb/pulg$$

$$D_D= 10.795pulg.$$

Por lo tanto:

$$V_b= 36.89Klb/pulg \times 10.795pulg.$$

$$V_b= 398.23Klb$$

$$V_b= 181.01tn$$

Es el cortante mínimo para la estructura por debajo de la interfaz de aislamiento (piso técnico). Todo lo que está por debajo de la interfaz de aislamiento se diseña como una estructura empotrada en la base.

Ahora calculamos el cortante mínimo para la estructura por encima de la interfaz de aislamiento (para la estructura aislada) usando la siguiente ecuación:

$$V_s= K_{Dm\acute{a}x} \cdot D_D / R_I$$

Donde:

$$K_{Dm\acute{a}x}= 36.89Klb/pulg$$

$$D_D= 10.795pulg.$$

R_I = coeficiente numérico relacionado con el tipo de fuerza de resistencia sısica por encima del aislamiento. Este valor sera de 3/8 del valor de "R", con un valor mínimo de 1 y un valor máximo de 2

El valor de R lo obtenemos de la Cuadro 12.2-1 ASCE7-10, que es el mismo que encontramos en la Cuadro de la Norma Peruana E030. Para el caso de pórticos de concreto le corresponde un $R= 8$.

$3/8R= (3/8)8=3$; como este valor es mayor que el máximo permitido, entonces, usaremos el valor del máximo permitido que es 2, quedando $R_I=2$.

$$V_s= K_{Dm\acute{a}x} \cdot D_D / R_I$$

$$V_s= 36.89Klb/pulg \times 10.795pulg / 2.0$$

$$V_s= 199.11Klb$$

$$V_s= 90.51Klb$$

Calculamos el Coeficiente Sısico, C_s , para verificar el valor de F_s .

Como estamos en el caso en que $T > T_L$, ($T= 2.5seg$ y $T_L= 2.0seg$) debemos de considerar lo siguiente:

$$C_S= S D_1 \cdot T_L / [(T^2(R/I_e))]$$

Donde:

$$SD1 = 2/3Fv.S1 = 2/3 \times 1.5 \times 0.75 = 0.75$$

$$TL = 2.0 \text{seg.}$$

$$T = 2.5 \text{seg.}$$

$$R = 2.0$$

$$I_e = 1.0$$

Por lo tanto:

$$C_s = 0.75 \times 2.0 \text{seg.} / [(2.5 \text{seg.})^2 (2.0 \times 1.0)]$$

$$C_s = 0.12$$

Pero el valor de C_s , no debe ser menor que:

$$C_s = 0.044 SDS.I_e > 0.01$$

$$C_s = 0.044 \times 1.777 \times 1 > 0.01$$

$$C_s = 0.0782 > 0.01; \text{ siendo el valor de } C_s = 0.07820$$

Por lo tanto:

$$F_s = C_s.W$$

$$F_s = 0.07820 \times 2,256.54 \text{Klb}$$

$$F_s = 176.46 \text{Klb}$$

$$F_s = 80.21 \text{Tn}$$

Ahora comparamos los cortantes en la base V_s y F_s y tomamos el mayor entre ambos, dominando el valor de $V_s = 199.11 \text{Klb}$

$V_s = 90.51 \text{tn}$. Siendo este valor la fuerza estática con la que debemos de comparar el análisis dinámico.

Procedimiento de análisis dinámico.

Los elementos estructurales por encima del sistema de aislamiento deberán ser diseñados usando los requisitos de una estructura no aislada (estructura fija en la base).

El diseño por carga lateral se debe realizar usando una fuerza lateral mínima del 80% de V_S

El espectro que se usa para diseñar la superestructura es el espectro del ASCE 7-10, no es el espectro de la Norma E030.

El cortante mínimo dinámico espectral, $VDS = 0.80V_s = 0.80 \cdot 90.51 \text{tn} = 72.40 \text{tn}$

Datos ingresados al programa para el análisis estructural

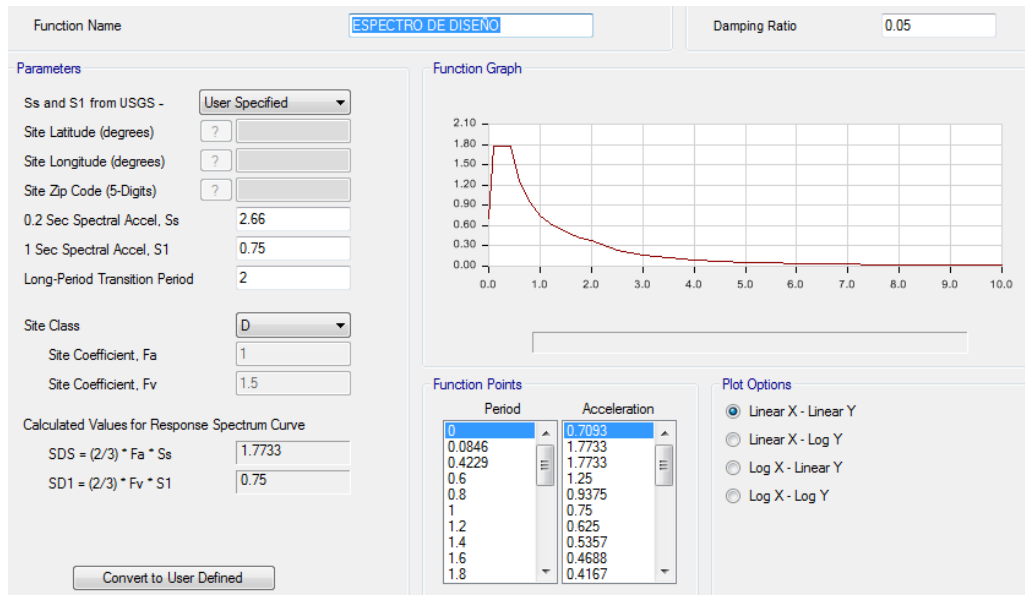


Figura 31. Espectro de diseño para aisladores sísmicos
Fuente: CSI computers, ETABS

The screenshot shows the 'Link/Support Directional Properties' dialog box. The 'Identification' section includes: 'Property Name: LRB', 'Direction: U1', 'Type: Rubber Isolator', and 'NonLinear: No'. The 'Linear Properties' section includes: 'Effective Stiffness: 17828.02 tonf/m' and 'Effective Damping: 0 tonf-s/m'.

Identification	
Property Name	LRB
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	55.9 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0.35 m

Nonlinear Properties	
Stiffness	55.904 tonf/m
Yield Strength	11.686 tonf
Post Yield Stiffness Ratio	0.29

Property Name	LRB
Direction	U3
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	55.9 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0.35 m

Nonlinear Properties	
Stiffness	55.904 tonf/m
Yield Strength	11.686 tonf
Post Yield Stiffness Ratio	0.29

Figura 32. Propiedades fisicomecánicas
Del aislador elastomérico con núcleo de plomo
Fuente: CSI computers, ETABS

Resultados del modelamiento de la estructura aislada.

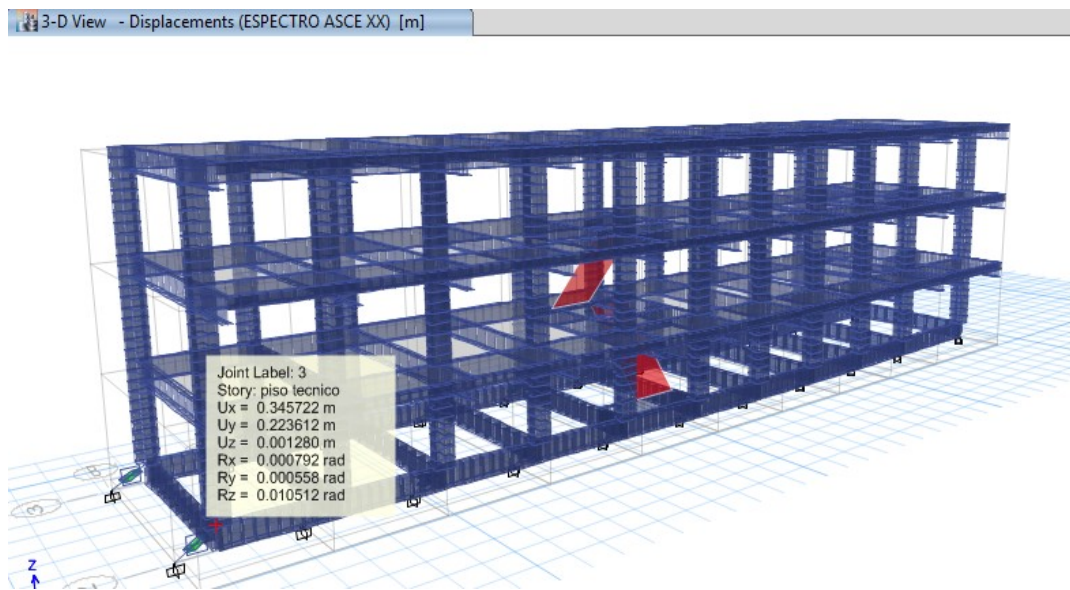


Figura 33. Desplazamiento por espectro de diseño en estructura aislada dirección X

Fuente: CSI computers, ETABS

IV. CAPITULO: ANALISIS Y DISCUSIÓN

Derivas de entrepiso en dirección X

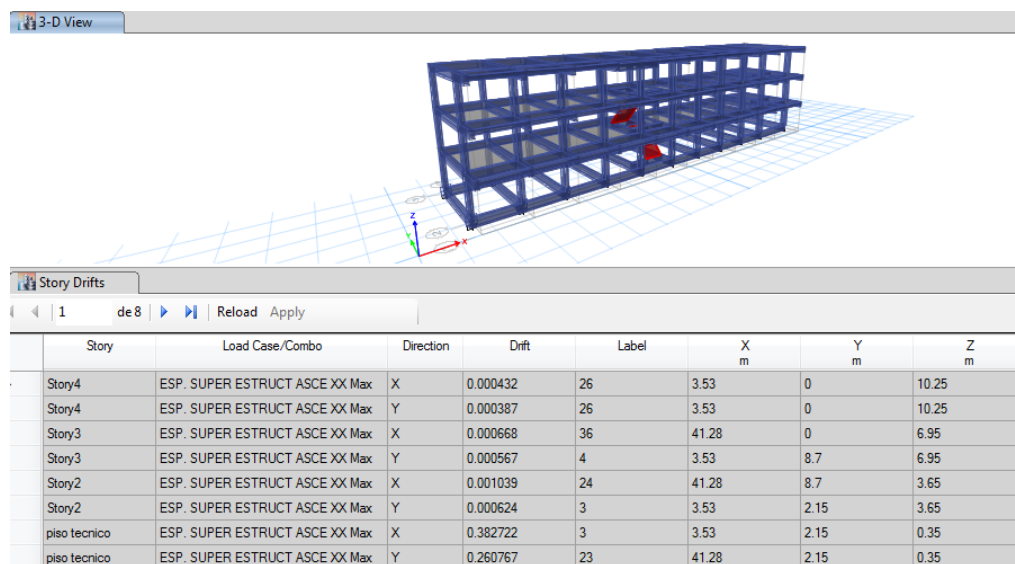


Figura 34. Desplazamiento por espectro de diseño en estructura aislada dirección X

Fuente: CSI computers, ETABS

Derivas de entrepiso en dirección Y

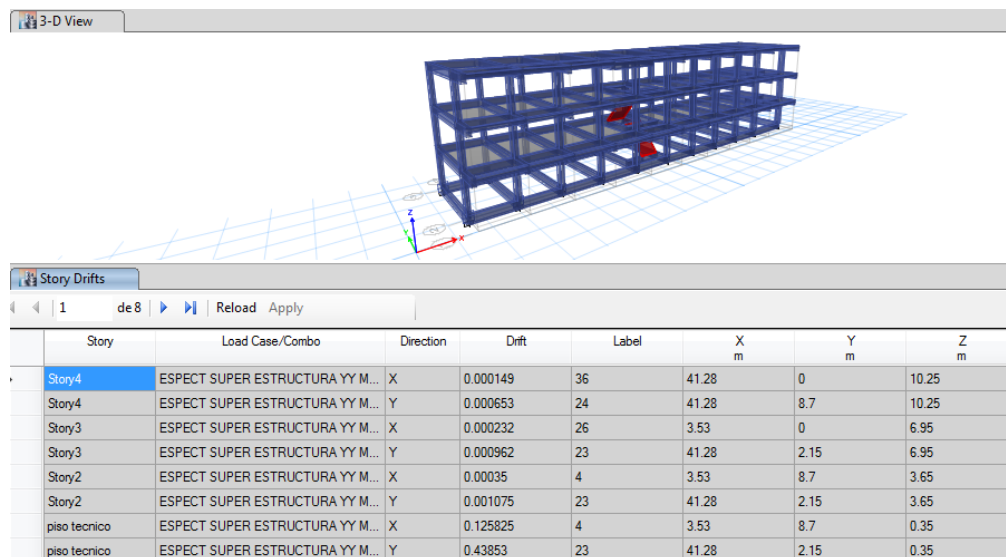


Figura 35. Desplazamiento por espectro de diseño en estructura aislada dirección Y

Fuente: CSI computers, ETABS

El desplazamiento por espectro de diseño en estructura aislada dirección X es de 0.382m y en la dirección Y es de 0.438m respectivamente, a nivel de la base y en los

pisos superiores es prácticamente nulo (figuras 34 y 35); el desplazamiento en el sistema convencional a nivel de la base es de 0 por ser empotramiento perfecto.

Fuerza sísmica de diseño para la subestructura

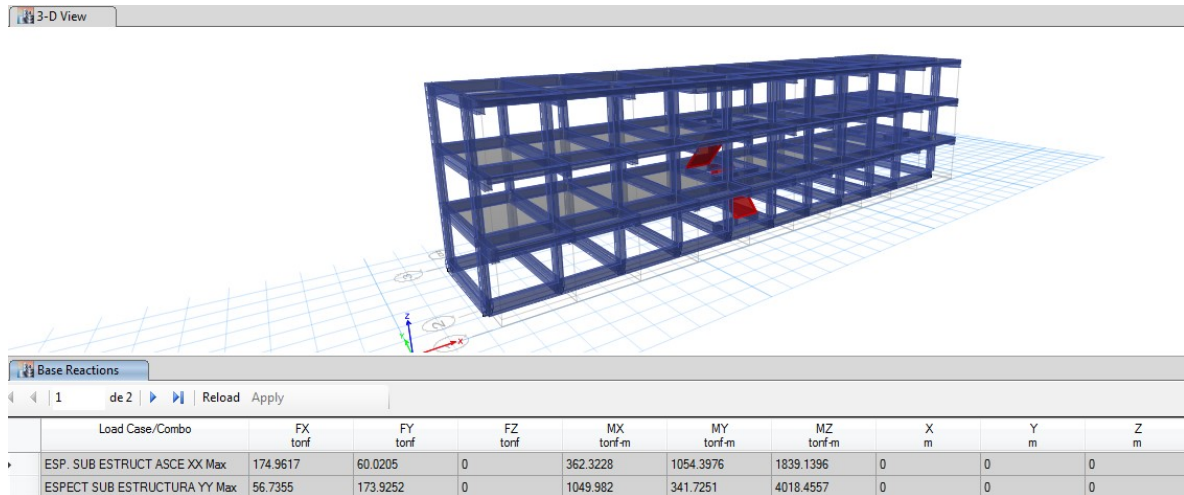


Figura 36. Fuerza de diseño para la sub estructura
Fuente: CSI computers, ETABS

Fuerza sísmica de diseño para la estructura aislada (sobre los aisladores)

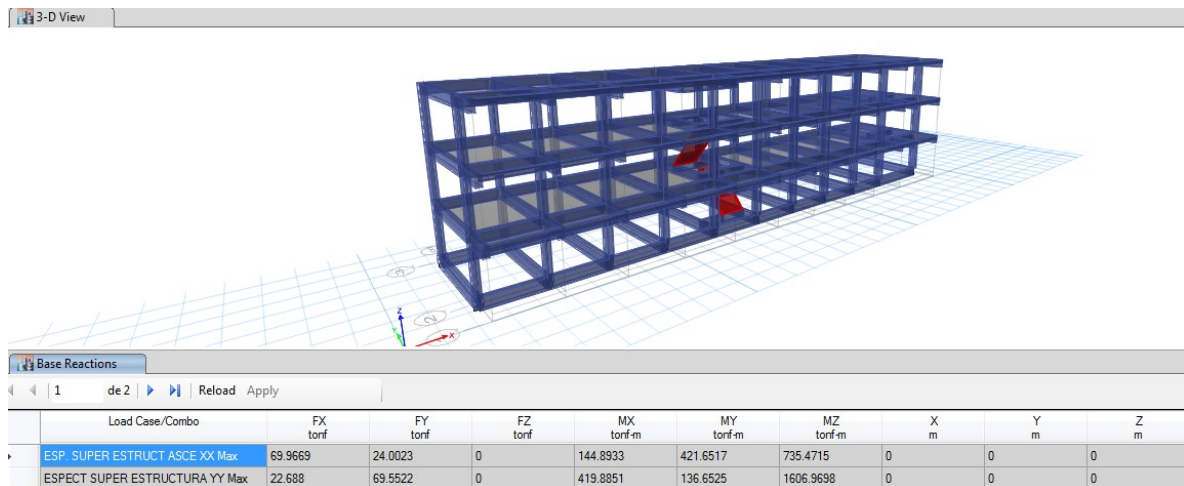


Figura 37. Fuerza de diseño para la estructura aislada
Fuente: CSI computers, ETABS

La fuerza de diseño en la estructura aislada es de 69.96 toneladas en la dirección X y, en la estructura convencional es de 174.96 toneladas en la dirección X. disminuye 105 toneladas, lo que representa una disminución del 60%.

Diseño de elementos de la estructura aislada.

5.2.1 Diseño de Viga de entepiso en dirección X

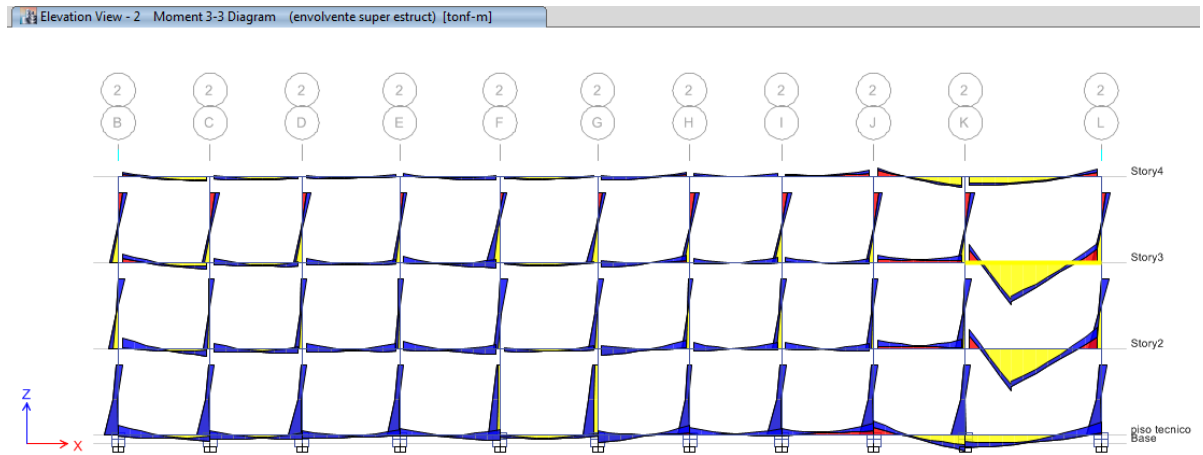


Figura 38. Envolvente para superestructura aislada en dirección X
Fuente: CSI computers, ETABS

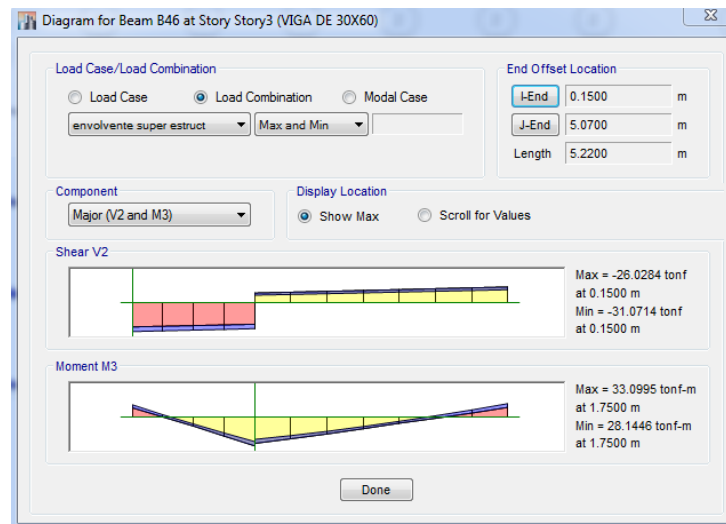


Figura 39. Cortante y Flector de envolvente para superestructura aislada en dirección X
Fuente: CSI computers, ETABS

Datos para el diseño:

Concreto, $f'c=210\text{Kg/cm}^2$

Sección de viga: $b=30\text{cm}$; $d=60\text{cm}$

$Fy= 4,200\text{Kg/cm}^2$

Momento último actuante: $33.10\text{tn.m}= 33.10 \times 10^5 \text{kg.cm}$

Cortante máximo: 31.07tn

Calculo del diseño por flexión de la viga:

Asumiremos una viga simplemente reforzada con acero de refuerzo en 2 capas.

Peralte efectivo, $d= 51\text{cm}$

Índice de refuerzo, $\omega= \rho fy/f'c$

$$Mu= \phi * f'c * b * d^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$3,310,000\text{Kg.cm}= 0.90 * 210\text{Kg/cm} * 30\text{cm} * (51\text{cm})^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$0.22444 = \omega - 0.59\omega^2$$

$$0.59\omega^2 - \omega + 0.22444 = 0$$

$$\omega = 1.4286$$

$$\omega = 0.2667$$

Tomamos el menor valor del índice de refuerzo y con ese valor calculamos la cuantía por flexión de la viga.

$$\omega = \rho fy/f'c$$

$$\rho = \omega * f'c / fy$$

$$\rho = 0.2667 * 210 / 4200$$

$$\rho = 0.01331$$

$$\rho = As / (b * d)$$

donde:

$As=$ área de acero por flexión

$b= 30\text{cm}$

$d= 51\text{cm}$

Despejando A_s :

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.01331 * 30\text{cm} * 51\text{cm}$$

$$A_s = 20.364 \text{ cm}^2$$

Distribución de acero de refuerzo longitudinal: $8\Phi 3/4'' = 22.8\text{cm}^2$

Distribución de acero de refuerzo transversal: $2\Phi 3/8'' @ 5$; $4\Phi 3/8'' @ 10$; $4\Phi 3/8'' @ 15$; $2\Phi 3/8'' @ 20$; resto @ 25cm.

Diseño de Viga de entrepiso en dirección Y

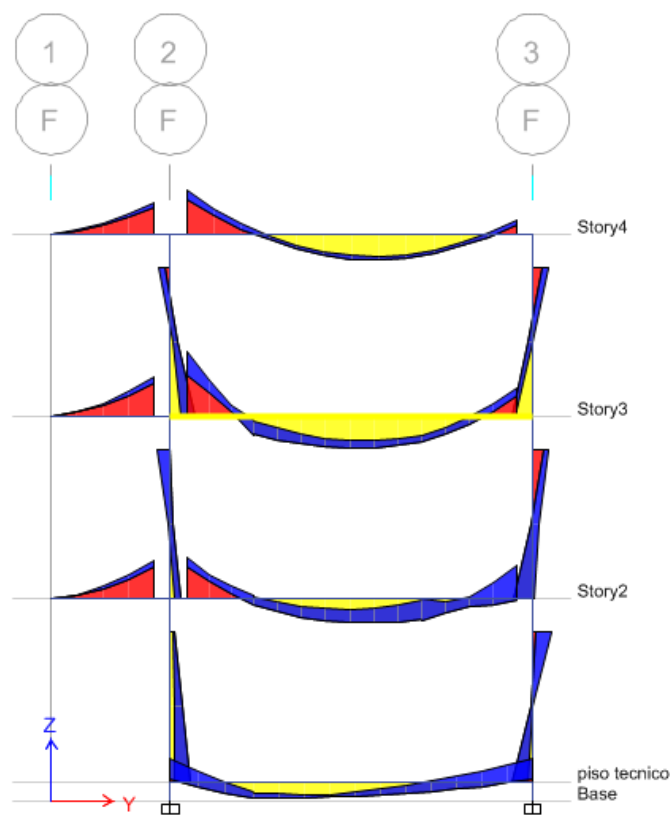


Figura 40. Envolvente para superestructura aislada en dirección Y

Fuente: CSI computers, ETABS

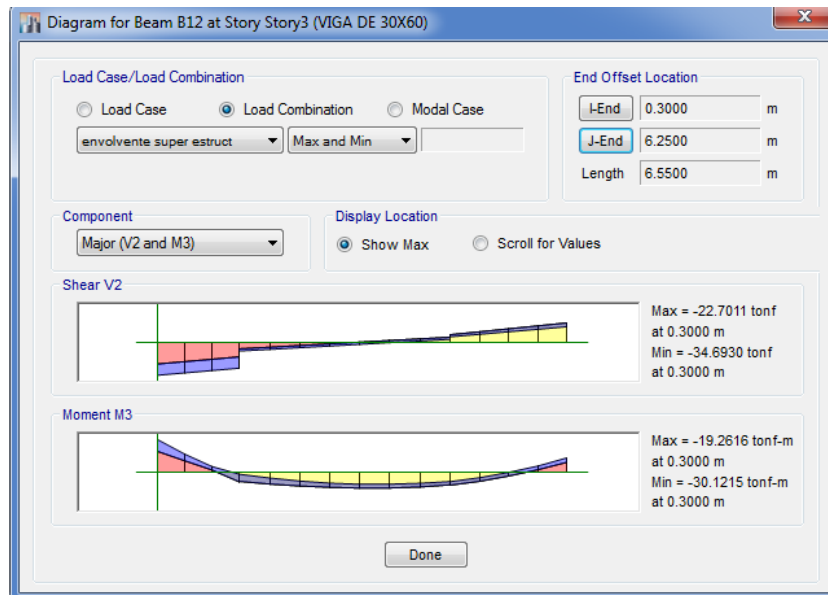


Figura 41. Cortante y flector por envoltente para superestructura aislada en dirección

Y

Fuente: CSI computers, ETABS

Datos para el diseño:

Concreto, $f'c=210\text{Kg/cm}^2$

Sección de viga: $b=30\text{cm}$; $d=60\text{cm}$

$F_y= 4,200\text{Kg/cm}^2$

Momento último actuante: $30.125\text{tn.m}= 33.125 \times 10^5\text{kg.cm}$

Cortante máximo: 34.690tn

Calculo del diseño por flexión de la viga:

Asumiremos una viga simplemente reforzada con acero de refuerzo en 2 capas.

Peralte efectivo, $d= 51\text{cm}$

Índice de refuerzo, $\omega= \rho f_y/f'c$

$$M_u= \phi * f'c * b * d^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$3,012,500\text{Kg.cm}= 0.90 * 210\text{Kg/cm} * 30\text{cm} * (51\text{cm})^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$0.20427= \omega - 0.59\omega^2$$

$$0.59\omega^2 - \omega + 0.20427 = 0$$

$$\omega = 1.4573$$

$$\omega = 0.2375$$

Tomamos el menor valor del índice de refuerzo y con ese valor calculamos la cuantía por flexión de la viga.

$$\omega = \rho f_y / f'_c$$

$$\rho = \omega * f'_c / f_y$$

$$\rho = 0.2375 * 210 / 4200$$

$$\rho = 0.011877$$

$$\rho = A_s / (b * d)$$

donde:

A_s = área de acero por flexión

$$b = 30\text{cm}$$

$$d = 51\text{cm}$$

Despejando A_s :

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.011877 * 30\text{cm} * 51\text{cm}$$

$$A_s = 18.172 \text{ cm}^2$$

Distribución de acero de refuerzo longitudinal: $7\Phi 3/4'' = 19.95\text{cm}^2$

Distribución de acero de refuerzo transversal: $2\Phi 3/8'' @ 5$; $4\Phi 3/8'' @ 10$; $4\Phi 3/8'' @ 15$;

$2\Phi 3/8'' @ 20$; resto @ 25cm.

Diseño de Viga de cimentación en dirección X

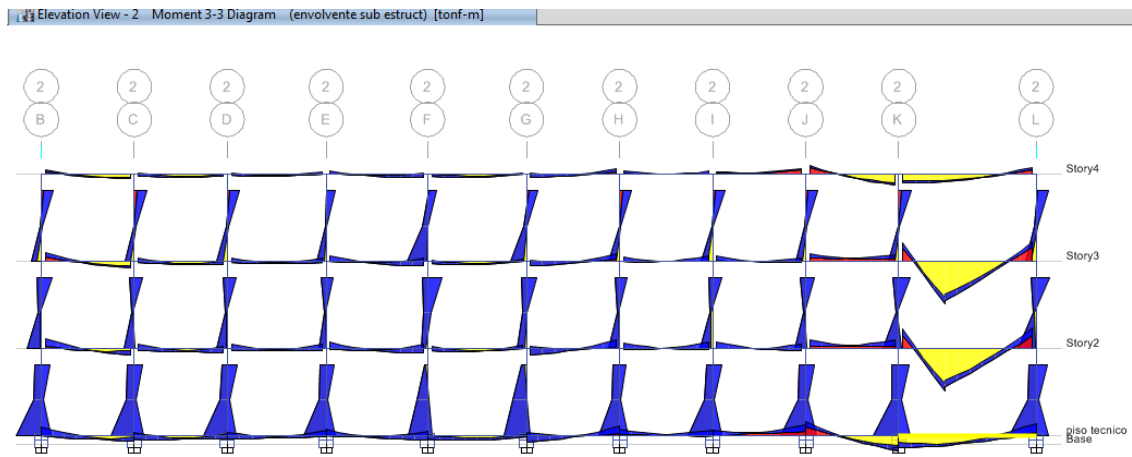


Figura 41. Envoltura sub estructura en dirección X

Fuente: CSI computers, ETABS

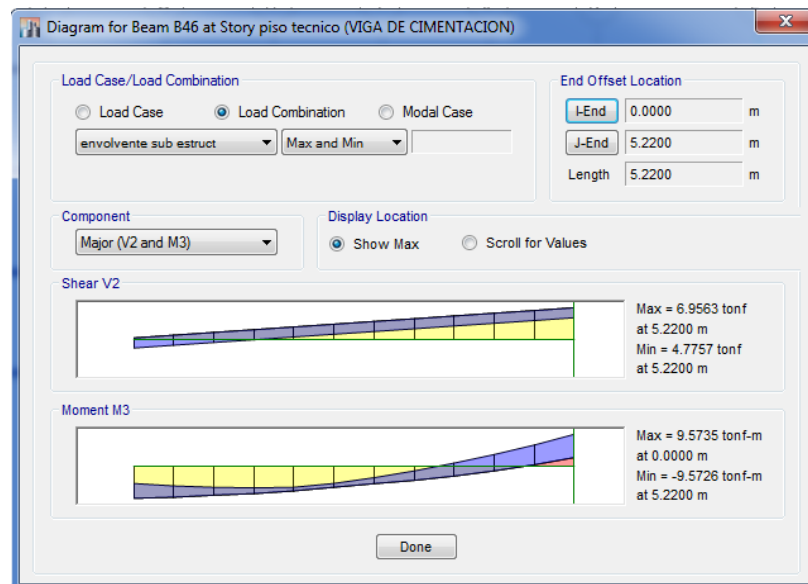


Figura 42. Cortante y Flector de envoltura sub estructura en dirección X

Fuente: CSI computers, ETABS

Diseño de Viga de cimentación en dirección Y

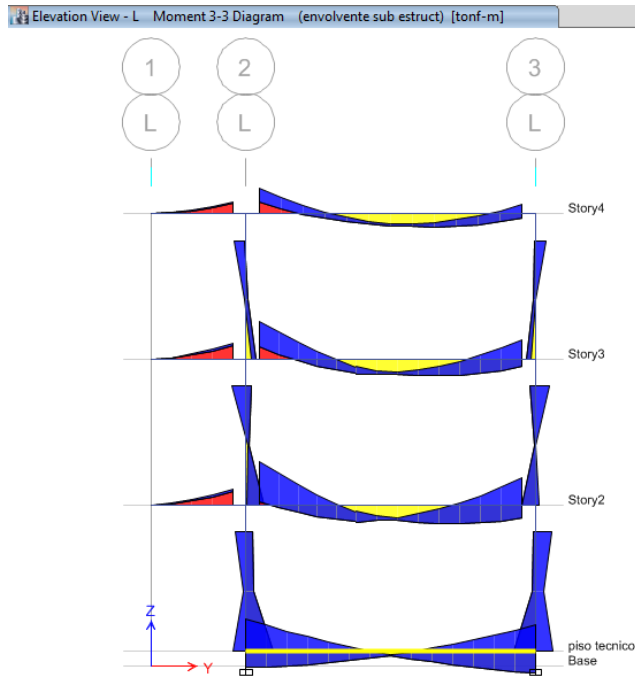


Figura 43. Envolvente sub estructura en dirección X para viga de cimentación

Fuente: CSI computers, ETABS

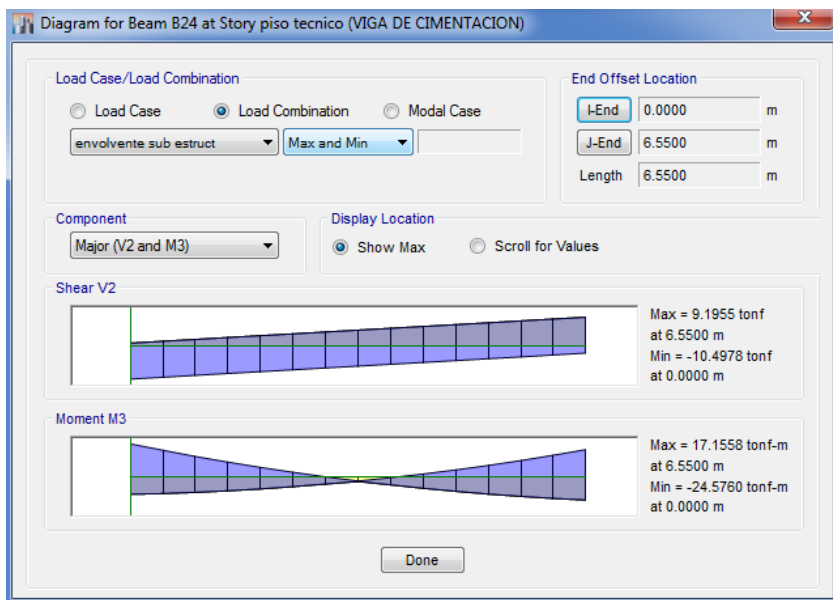


Figura 44. Envolvente sub estructura en dirección X para viga de cimentación

Fuente: CSI computers, ETABS

Datos para el diseño:

Concreto, $f'c=210\text{Kg/cm}^2$

Sección de viga: $b=35\text{cm}$; $d=70\text{cm}$

$F_y= 4,200\text{Kg/cm}^2$

Momento último actuante: $24.576\text{tn.m}= 2,457,000\text{kg.cm}$

Cortante máximo: 10.498tn

Calculo del diseño por flexión de la viga:

Asumiremos una viga simplemente reforzada con acero de refuerzo en 1 capa.

Peralte efectivo, $d= 64\text{cm}$

Índice de refuerzo, $\omega= \rho f_y/f'c$

$$M_u= \phi * f'c * b * d^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$2,457,000\text{Kg.cm}= 0.90 * 210\text{Kg/cm} * 30\text{cm} * (64\text{cm})^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$0.10579= \omega - 0.59\omega^2$$

$$0.59\omega^2 - \omega + 0.10579= 0$$

$$\omega= 1.5815$$

$$\omega= 0.1134$$

Tomamos el menor valor del índice de refuerzo y con ese valor calculamos la cuantía por flexión de la viga.

$$\omega= \rho f_y/f'c$$

$$\rho= \omega * f'c/f_y$$

$$\rho= 0.1134 * 210/4200$$

$$\rho= 0.00567$$

$$\rho= A_s/(b*d)$$

donde:

$A_s=$ área de acero por flexión

$b= 35\text{cm}$

$d= 64\text{cm}$

Despejando A_s :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0.00567 \cdot 35\text{cm} \cdot 64\text{cm}$$

$$A_s = 12.70\text{cm}^2$$

Distribución de acero de refuerzo longitudinal: $5\Phi 3/4'' = 14.25\text{cm}^2$

Distribución de acero de refuerzo transversal: $2\Phi 3/8''@5$; $4\Phi 3/8''@10$; $4\Phi 3/8''@15$;
 $2\Phi 3/8''@20$; resto @ 25cm.

Diseño de columnas en dirección X

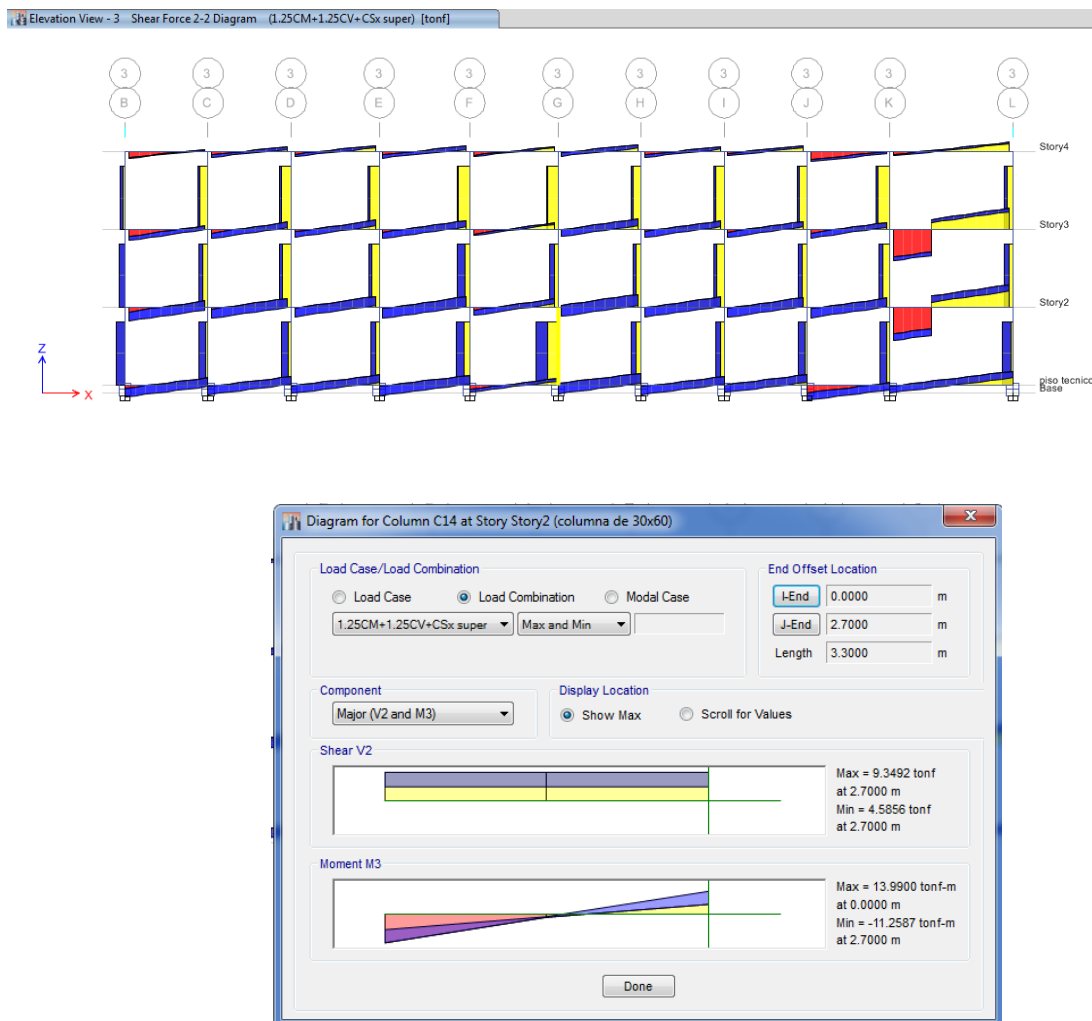


Figura 45. Cortante y flector en columna en dirección X

Fuente: CSI computers, ETABS

Diseño de columnas en dirección Y

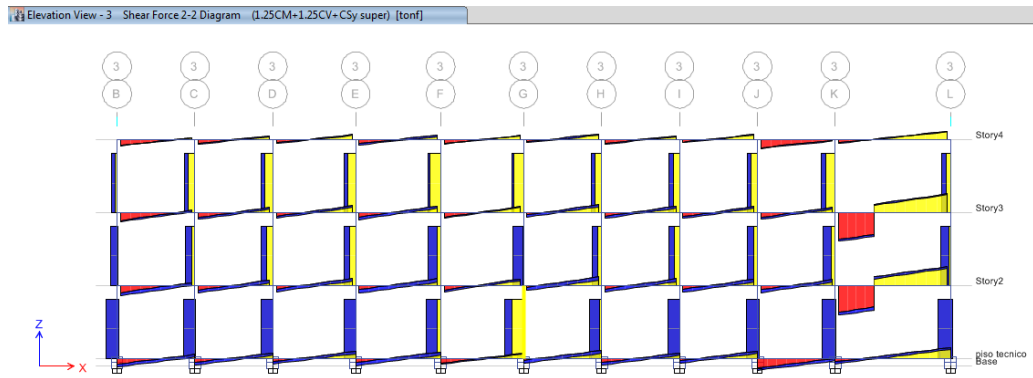


Figura 46. Diagrama de fuerza cortante en columnas en dirección Y

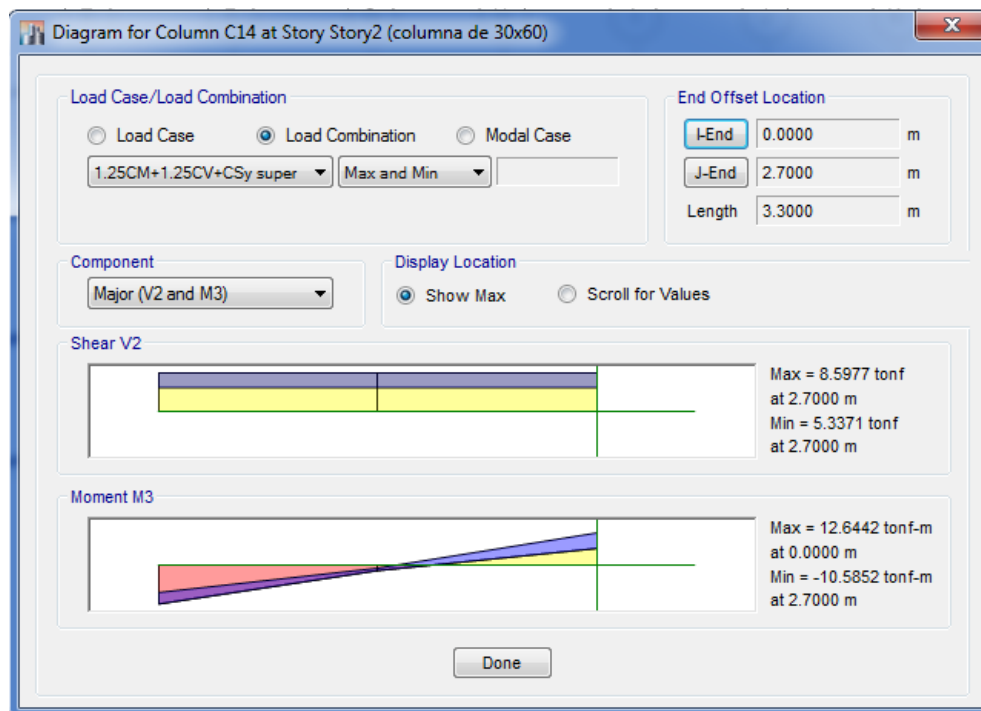


Figura 47. Cortante y flector en columna en dirección Y

Fuente: CSI computers, ETABS

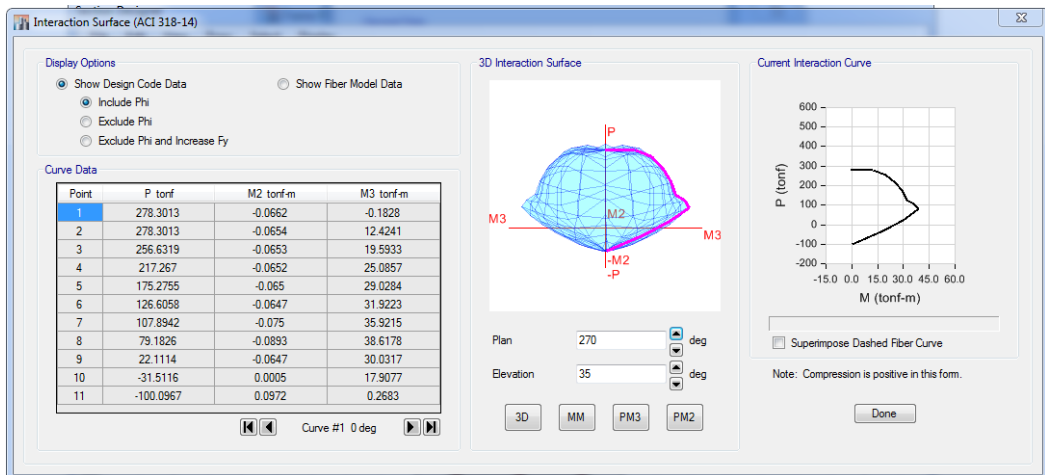
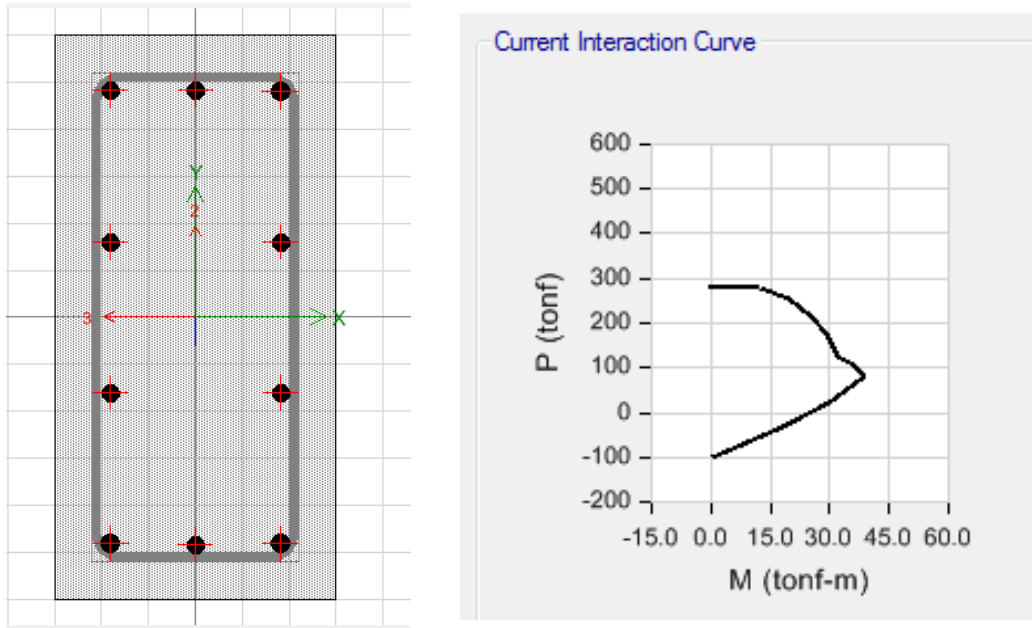


Figura 48. Diagrama de interacción de columna rectangular

Fuente: CSI Computers, ETABS

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- a) El suelo de cimentación está conformado predominantemente por arenas pobremente graduadas SP color beige de compacidad bajo contenido de humedad, no influenciado por el nivel freático superficial. En base a los resultados de campo y laboratorio se determinó que el sector donde se construirá la edificación son terrenos de baja compacidad relativa a la resistencia. Los suelos encontrados en el subsuelo de cimentación, se clasifican como Material Común (MC), de compacidad baja y se puede realizar la excavación en forma manual. La profundidad mínima de cimentación medida a partir del terreno natural no menor - Df de 1.80m con ancho de 1.80m siendo su capacidad admisible de 1.08 kg/cm², Estas serán unidas con vigas de cimentación.
- b) Se concluye que al incorporar a la estructura aisladores elastomérico con núcleo de plomo podemos controlar los periodos de vibración incrementando el periodo fundamental de la estructura, lo que lleva consigo que la estructura experimente una menor fuerza inercial. Siendo el área de plomo de cada aislador es de 7". El diámetro total del aislador es de 25".
- c) Las dimensiones de los elementos columna se ven reducidas, porque la estructura aislada no necesita ser tan rígida como la estructura convencional, cambiando de columnas "T" de 70x30cm a columnas Rectangulares de 30x60cm

Recomendaciones

- a) Recomendamos que se continúen realizando investigaciones considerando diferentes tipos de suelo y con diferentes tipos de estratos.
- b) Se recomienda investigar sobre el comportamiento de los aisladores después de un desastre natural y el costo de mantenimiento y /o reparación.
- c) Hacer investigación en los diferentes sistemas de protección sísmica mediante aislamiento sísmico.

VI. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aguiar, R. (2003) Análisis sísmico por desempeño, primera edición 2003 Ecuador.
- Avilés, R. (2001) Dispositivos para el control de vibraciones. (Tesis).Valdivia: Universidad Austral de Chile
- American concrete institute (ACI) (2008). ACI 318-14 Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario. Estados Unidos.
- American Society Of Civil Engineers (ASCE) (2005) ASCE 7-10: Minimum Desig
- Bazán, E. y Meli, R. (2012) Diseño sísmico de edificios, Editorial Limusa.
- Bozzo, L. y Barbat, A. (2013),Diseño sismorresistente de edificios, técnicas convencionales y avanzadas, por única edición
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1997). Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings – NEHRP. FEMA273 - 274. Washington, D.C.
- Harmsen, T. (2005) Diseño de estructuras de concreto armado. (Cuarta Edición). Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú
- Oviedo, R. (2008). Dispositivos pasivos de disipación de energía para diseño sismorresistente de estructuras. (Tesis de Maestría). Lima: Universidad nacional de ingeniería.
- Paz, M. (1992) Dinámica estructural teoría y calculo, tercera edición 2, Editorial Reverte.
- Reglamento nacional de edificaciones E-030-2016. SENCICO
- Research Council On Structural Connections (RCSC) (2004) Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts.Estados Unidos
- Taboada, J. e Izcue, A. (2009) Análisis de diseño asistido por computadoras. (Tesis). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú
- T.T. Soong y M.C. Constantinou (1994) Passive and active structural vibration control in civil engineering. New York

ANEXOS

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

**ESTUDIO DE MECANICA DE
SUELOS Y GEOTECNIA PARA UN
ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE
DISEÑO CONVENCIONAL Y
DISEÑO CON AISLADORES
SISMICOS PARA PABELLON DE
AULAS DE TRES NIVELES PARA
LA UNIVERSIDAD SAN PEDRO
FILIAL SULLANA**

PIURA AGOSTO DEL 2016


César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA PARA UN ESTUDIO
COMPARATIVO ENTRE DISEÑO CONVENCIONAL Y DISEÑO CON AISLADORES
SISMICOS PARA PABELLON DE AULAS DE TRES NIVELES PARA LA UNIVERSIDAD
SAN PEDRO FILIAL SULLANA**

CONTENIDO

CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES

- 1.1.- INTRODUCCION
- 1.2.- OBJETIVOS DEL PROYECTO
- 1.3.- NORMATIVIDAD
- 1.4.- UBICACIÓN Y DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO
- 1.5.- ACCESO AL AREA DE ESTUDIO
- 1.6.- CONDICIONES CLIMATICAS
- 1.7.- METODOLOGIA DE TRABAJO

CAPITULO II: GEOLOGIA DEL AREA DE ESTUDIO

- 2.1.- GEOLOGIA LOCAL
 - 2.1.1.- Formación Verdun
 - 2.1.2.- Formación Chira
 - 2.1.3.- Depósitos Cuaternarios
- 2.2.- GEOLOGIA REGIONAL
- 2.3.- DEPOSITOS CUTERNARIOS
 - 2.3.1.- Depósitos aluviales
 - 2.3.2.- Depósitos eólicos
 - 2.3.3.- Depósitos recientes
 - 2.3.3.1.- Depósitos Eluviales
 - 2.3.3.2.- Depósitos Fluviales
- 2.4.- FENOMENOS DE GOEDINAMICA EXTERNA

CAPITULO III: GEODINAMICA INTERNA

- 3.1.- SISMICIDAD Y RIESGO SÍSMICO
- 3.2.- PARÁMETROS PARA DISEÑO SISMO RESISTENTE
- 3.3.- ANÁLISIS DE LA LICUEFACCIÓN DE ARENAS


César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

CAPITULO IV: ACTIVIDADES REALIZADAS

4.1.- EXPLORACION DEL SUBSUELO.

- 4.1.1.- Excavación de Calicatas, Muestreo de Suelos y Perfiles Estratigráficos
- 4.1.2.- Descripción de Calicatas

4.2.- ENSAYOS DE LABORATORIO

- 4.2.1.- Contenido de Humedad Natural
- 4.2.2.- Peso Específico
- 4.2.3.- Análisis granulométrico por tamizado
- 4.2.4.- Límite de Consistencia AASHO – 89 – 60
- 4.2.5.- Ensayos de Corte Directo
- 4.2.6.- Análisis químico por agresividad

CAPITULO IV: ANALISIS DE LA CIMENTACION

- 5.1.- CAPACIDAD PORTANTE Y CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA DEL TERRENO
- 5.2.- CONDICIONES DE CIMENTACION

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES.

ANEXOS

- TESTIMONIO FOTOGRÁFICO
- ENSAYOS DE LABORATORIO



César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

CAPITULO 1 ASPECTOS GENERALES

1.1.- INTRODUCCION

El presente estudio se realizó a solicitud del alumno Garcia Monterroso Roque Cesar con el objeto de estudiar el suelo y sub suelo donde se realiza la construcción de dicho proyecto.

Este informe tiene objeto realizar el estudio de mecánica de suelos y geotecnia con fines de cimentación para una edificación con tres niveles.

Se realizó el estudio de suelos por medio de excavación de una (01) calicatas con la finalidad de estudiar el comportamiento del suelo y del subsuelo y definir el corte de materiales sueltos y compactos, así como los parámetros físico-mecánico del terreno de fundación, dándonos información de la capacidad admisible, asentamientos y las recomendaciones generales que nos servirán para la ejecución de este proyecto.


El acceso a la zona del estudio se realiza desde la ciudad de Piura por la panamericana Norte hacia la provincia de Sullana y por sus principales calles se llega hasta La Universidad San Pedro lugar del presente estudio.

El suelo tiene la siguiente configuración estratigráfica en la parte superior esta compuesto por arenas pobremente graduadas SP.

El clima de la región Piura tiene características propias y variable. La Costa es cálida y soleada provista de precipitaciones irregulares pero cada cierto tiempo con precipitaciones catastróficas. En la Sierra el clima es templado en las zonas altas con precipitaciones estacionales. El Fenómeno El Niño viene cambiando el Clima en la costa y sierra piurana con temperaturas altas durante todo el año.

1.2.- OBJETIVOS DEL PROYECTO

El presente informe tiene como objetivo realizar el estudio con fines de cimentación este trabajo se realizó por medio de exploración de campo (calicatas) y ensayos de laboratorio, para determinar, la estratigrafía, las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y posibles peligros


César Augusto Cherre Morales
INGENIER CIVIL
CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

geológicos. Dándonos información de la capacidad portante y admisible, asentamientos y las recomendaciones generales que nos servirán para la ejecución de este proyecto.

1.3.- NORMATIVIDAD

Está comprendido con la Norma E – 050 de Suelos y Cimentaciones.

1.4.- UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO

1.4.1.- La zona de estudio, se ubica en la prolongación de la panamericana Norte provincia de Sullana – Piura.

1.4.2.- Mapa de la zona y plano de ubicación.

El proyecto cuenta con plano topográfico con curvas a nivel y de distribución que ha sido entregado por el consultor que ha servido para ubicar las calicatas proyectadas en función de la infraestructura a edificar.

1.5.- ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO

1.5.1.- El acceso a la zona del estudio se realiza desde la ciudad de Piura por la panamericana Norte hacia la provincia de Sullana, antes de llegar al Ovalo Turi Carami se ubica el lugar presente estudio.

1.6.- CONDICIONES CLIMÁTICAS

1.6.1.- Las condiciones climáticas de la zona de estudio, se puede describir como las de un clima Subtropical, seco y árido, con características similares imperantes en las regiones subtropicales, con una precipitación pluvial anual de 100 mm. Sin embargo, como consecuencia del Fenómeno del Niño, se producen precipitaciones pluviales extraordinarias, con una recurrencia aproximada de 11 años, originando escorrentía y por tanto, erosión intensa y movimiento de materiales detríticos.


César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

1.7.- METODOLOGIA DE TRABAJO.

Para la realización del presente trabajo se ha establecido el siguiente esquema:

- Reconocimiento del terreno con fines de programar las excavaciones.
- Reconocimiento Geológico de áreas adyacentes.
- Mapeo superficial del área de influencia del proyecto con fines de establecer las diferentes unidades estratigráficas.
- Trabajos de excavación, descripción de calicatas y muestreo de suelos alterados.
- Ensayos de laboratorio y obtención de parámetros Físico- mecánicos de los suelos.
- Análisis de la Capacidad Portante de los diferentes tipos de suelos
- Redacción del informe.

CAPITULO II: GEOLOGIA DEL AREA DE ESTUDIO

2.1.- GEOLOGIA LOCAL

El área de estudio corresponde geomorfológicamente a la denominada Cuenca Para Andina, limitada al Oeste por la Cadena denominada Los Amotapes y por el Este con los contrafuertes Andinos y se caracteriza por su topografía suave con pequeñas colinas y compuestas de materiales de edad Terciaria a Cuaternaria.

El area del estudio su configuracion estratigrafica esta compuesta en su parte superior compiuesto por rellenos y mas debajo de estos arens pobremnte graduadas sin presencia de napa freatica.

2.1.1.- Formación Verdun

El Eoceno Superior aflora a lo largo de toda la margen derecha e izquierda del Río Chira y está representado por las areniscas de la Formación Verdún, que hacia el Oeste del área de estudio, descansan en disconformidad con el Grupo Talara y su contacto superior es transicional hacia la Formación Chira.



César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

Esta Formación es reconocible por su potente espesor de areniscas masivas, con gradación vertical a areniscas poco consolidadas e intercaladas con algunos horizontes de lutitas arcillosas fácilmente disgregables.

2.1.2.- Formación Chira

Esta formación de carácter regional aflora en mayor proporción, conformando por lutitas arcillosas, descansa transicionalmente sobre el Verdún y Formaciones más antiguas.

2.1.3.- Depósitos Cuaternarios

Estos materiales in consolidados, constituyen los suelos aluviales, fluviales, deluviales, proluviales y eólicos ubicados en los valles cultivados, laderas y quebradas que discurren de los cerros hacia el valle principal.

El area del estudio se proyecta sobre depósitos eólicos constituidos por arenas de grano fino, pobremente graduadas, baja compacidad y bajo contenido de humedad sin presencia de napa freática.

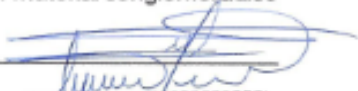
2.2.- GEOLOGIA REGIONAL

Geológicamente el área de estudio se encuentra en una zona cubierta en parte por depósitos de origen aluvial, eólico y fluvial de edad Cuaternario reciente. Por debajo de estos, depósitos cuaternarios mas antiguos de naturaleza eólica, aluvial y fluvial; que suprayacen a rocas de edad Terciaria correspondientes a la Formación Tambo blanco, formación Miramar del Pleistoceno y Mioceno.

2.3.- DEPOSITOS CUATERNARIOS.

2.3.1.- Depósitos Aluviales (Qr-al).

Se les encuentra en el curso inferior del Río Chira y en ambas márgenes; en parte cubiertos por arena eólica. Por su litología están constituidos por material conglomerádico inconsolidado, con cantos rodados y material suelo permeable.


César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

2.3.2.- Depósitos Eólicos (Qr-e).

Se les encuentra en el sector oriental de la planicie costanera (margen izquierda y derecha del Río Chira, conformando gruesos mantos de arena eólica pobremente diagenizada, estabilizados por la vegetación; morfológicamente constituye colinas disectadas por una red fluvial dendrítica, muy característica que le da un aspecto de tierras malas.

2.3.3.- Depósitos Recientes.

2.3.3.1.- Depósitos Eluviales (Qr-el).

Se les localiza al pie de las estribaciones de la Cordillera Occidental, en los flancos y laderas de los cerros como parte de la meteorización de rocas preexistentes, constituidos por materiales conglomerádicos y fanglomerados, polimícticos, poco consolidados, con una matriz areniscosa a limo - arcillosa, cuya composición varía de acuerdo al terreno de donde provienen.

2.3.3.2.- Depósitos Fluviales (Qr-fl).

Se hallan acumulados en el fondo y márgenes de los grandes cursos fluviales, y están constituidos por conglomerados inconsolidados, arenas sueltas y materiales limo arcillosos. Tienen su mayor amplitud en las zonas de valle y llanura; los depósitos más importantes se hallan en el Río Piura.

2.4.- FENÓMENOS DE GEODINAMICA EXTERNA.

De los procesos Físico Y Geológicos Contemporáneos de Geodinámica externa, la mayor actividad corresponde a los procesos de erosión e inundación de las zonas depresivas durante los periodos extraordinarios de lluvias, relacionadas con el "Fenómeno de El Niño.

Los factores que influyen en los fenómenos geológicos mencionados son: precipitaciones pluviales, filtraciones etc.



César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

Los fenómenos de Geodinámica externa afectan en general al área de estudio y zonas adyacentes en pocas de intensas precipitaciones pluviales; siendo el principal de ellos la inundación, y afectaran eventualmente la infraestructura a construirse durante los periodos de ocurrencia de los mismos, caso del "Fenómeno de El Niño" que es de carácter cíclico y de periodo de recurrencia de 11 a 12 años de promedio; aunque no siempre de la misma intensidad por lo que en el diseño debe considerarse un drenaje adecuado.

Por otro lado, por el tipo de suelo en épocas de avenidas, la velocidad de erosión aumenta considerablemente, poniendo en riesgo la seguridad de las estructuras, para lo cual es necesario tomar las precauciones del caso.

CAPITULO III: GEODINAMICA INTERNA

3.1.- Sismicidad y Riesgo Sísmico

Sismicidad

El sector del Nor-Oeste de Perú se caracteriza por su actividad Neotectónica muy tenue, particularidad de la conformación geológica de la zona; sin embargo, los Tablazos marinos demuestran considerables movimientos radiales durante el Pleistoceno, donde cada tablazo está íntimamente relacionado a levantamientos de líneas litorales, proceso que aún continúa en la actualidad por emergencia de costas.

Debido a la confluencia de las placas tectónicas de Cocos y Nazca, ambas que ejercen un empuje hacia el Continente, a la presencia de las Dorsales de Grijalvo y Sarmiento, a la presencia de la Falla activa de Huaypirá se pueden producir sismos de gran magnitud como se observa en el siguiente cuadro:



César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

Sismos Históricos (MR > 7.2) de la región.

Fecha	Magnitud Escala Richter	Hora Local	Lugar y Consecuencias
Jul. 09 1587	---	19:30	Sechura destruida, número de muertos no determinado
Feb. 01 1645	---	---	Daños moderados en Piura
Ago. 20 1657	---	---	Fuertes daños en Tumbes y Corrales
Jul. 24 1912	7,6		Parte de Piura destruido
Dic. 17 1963	7,7	12:31	Fuertes daños en Tumbes y Corrales
Dic. 07 1964	7,2	04:36	Algunos daños importantes en Piura, daños en Talara y Tumbes
Dic. 09 1970	7,6	23:34	Daños en Tumbes, Zorritos, Máncora y Talara.

Riesgo sísmico


Se entiende por riesgo sísmico, la medida del daño que puede causar la actividad sísmica de una región en una determinada obra o conjunto de obras y personas que forman la unidad de riesgo.

El análisis del riesgo sísmico de la región en estudio define las probabilidades de ocurrencia de movimientos sísmicos en el emplazamiento así como la valoración de las consecuencias que tales temblores pueden tener en la unidad analizada.

La probabilidad de ocurrencia en un cierto intervalo de tiempo de un sismo con magnitud superior a M , cuyo epicentro esté en un cierto diferencial de área de una zona sísmica que se considere como homogénea puede deducirse fácilmente si se supone que la generación de sismos es un proceso de Poisson en el tiempo cuya experiencia tiene la forma de la ecuación:

$$\text{LOG } N = a - bM$$

En este sentido, la evaluación del riesgo sísmico de la región en estudio ha sido estimada usando los criterios probabilísticos y determinísticos obtenidos en estudios de Áreas con condiciones geológicas similares, casos de Tumbes, Chimbote y Bayovar. Si bien, tanto el método probabilístico como determinístico tienen limitaciones por la insuficiencia de datos sísmicos, se obtiene criterios y resultados suficientes como para llegar a una evaluación aproximada del riesgo sísmico en esta parte de la región Piura.



César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
D. N.º 72495

Así mismo es necesario mencionar que las limitaciones impuestas por la escasez de información sísmica en un período estadísticamente representativo, restringe el uso del método probabilístico y la escasez de datos tectónicos restringe el uso del método determinístico, no obstante un cálculo basado en la aplicación de tales métodos, pero sin perder de vista las limitaciones citadas, aporta criterios suficientes para llegar a una evaluación previa del riesgo sísmico en el Norte del Perú, J. F. Moreano S. (trabajo de investigación docente UNP, 1994) establece la siguiente ecuación mediante la aplicación del método de los mínimos cuadrados y la ley de recurrencia:

$$\text{Log } n = 2.08472 - 0.51704 \text{ +/- } 0.15432 \text{ M.}$$


Una aproximación de la probabilidad de ocurrencia y el período medio de retorno para sismos de magnitudes de 7.0 y 7.5 Mb. se puede observar en el siguiente cuadro:

Magnitud	Probabilidad de Ocurrencia			Período medio de retorno (años)
	20 (años)	30 (años)	40 (años)	
7.0	38.7	52.1	62.5	40.8
7.5	23.9	33.3	41.8	73.9

3.2- Parámetros para Diseño Sismo – Resistente

De acuerdo al Mapa de Zonificación sísmica para el territorio Peruano (Normas Técnicas de edificaciones E.030 para Diseño Sismorresistente), el área de estudio se ubica en la zona III, cuyas características principales son:

1. Sismos de Magnitud VII MM
2. Hipocentros de profundidad intermedia y de intensidad entre VIII y IX.
3. El mayor Peligro Sísmico de la Región está representado por 4 tipos de efectos, siguiendo el posible orden (Kusin, 1978):
 - Temblores Superficiales debajo del océano Pacífico.
 - Terremotos profundos con hipocentro debajo del Continente.


César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
N° 72495

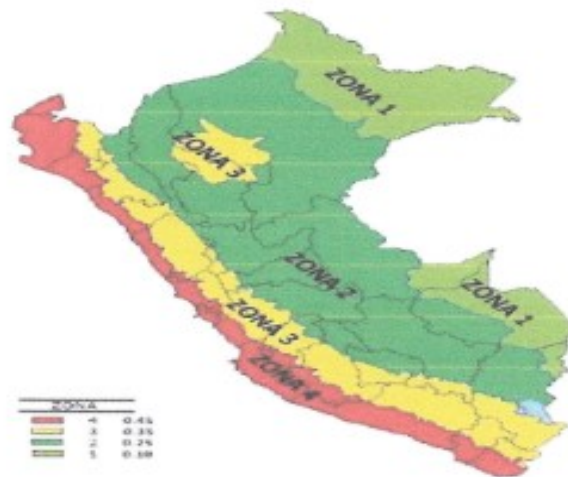
ING. CESAR A. CHERRE MORALES
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
 CIP: 72495

- Terremotos superficiales locales relacionados con la fractura del plano oriental de la cordillera de los Andes occidentales.
-
- Terremotos superficiales locales, relacionados con la Deflexión de Huancabamba y Huaypira de actividad Neotectónica.

De la Norma Técnica de edificaciones E.030 para Diseño Sismorresistente se obtuvieron los parámetros del suelo en la zona de estudio:

Factores	Valores
Parámetros de zona	zona 4
Factor de zona	Z (g) = 0.45
Suelo Tipo	S - 3
Amplificación del suelo	S = 1.10
Periodo predominante de vibración	Tp = 1.0 seg
Sísmico	C = 2.5
Categoría de la edificación	B
Sistema estructural	R ^o = 7

MAPA DE ZONIFICACION SISMICA
ZONA DE ESTUDIO UBICADA EN LA ZONA 4



El factor de reducción por ductilidad y amortiguamiento depende de las características del diseño

César Augusto Cherre Morales
 César Augusto Cherre Morales
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

del proyecto según los materiales usados y el sistema de estructuración para resistir la fuerza sísmica.

3.3.- Análisis de Licuación de Arenas.

En suelos granulares, particularmente arenosos las vibraciones sísmicas pueden manifestarse mediante un fenómeno denominado licuefacción, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte de los suelos granulares, como consecuencia de la presión de poros que se genera en el agua contenida en ellos originada por una vibración violenta. Esta pérdida de resistencia del suelo se manifiesta en grandes asentamientos que ocurren durante el sismo ó inmediatamente después de éste. Sin embargo, para que un suelo granular, en presencia de un sismo, sea susceptible a licuar, debe presentar simultáneamente las características siguientes (Seed and Idriss):


- ✓ Debe estar constituido por arena fina a arena fina limosa.
- ✓ Debe encontrarse sumergida (napa freática).
- ✓ Su densidad relativa debe ser baja.

Se puede afirmar que los suelos de fundación son arenas pobremente graduadas con compacidad y resistencia que aumentan con la profundidad y no estando presente el nivel freático, nos permite considerar que es poco probable que ocurran fenómenos de licuación de arenas ante un sismo de gran magnitud.

CAPITULO IV: ACTIVIDADES REALIZADAS

Para la ejecución del presente trabajo se realizaron las siguientes actividades:

- Reconocimiento del terreno para programar la excavación.
- Reconocimiento Geológico de áreas adyacentes.
- Trabajos de excavación de calicatas.
- Descripción de calicata y muestreo de suelos alterados e inalterados (monolitos).
- Ensayos de laboratorio y obtención de parámetros Físico- Mecánicos de los suelos.
- Análisis de la Capacidad Portante y Admisible del terreno con fines de cimentación.
- Redacción del informe.



César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

4.1.- EXPLORACION DEL SUBSUELO.

La exploración del Subsuelo se realizó a través de labores como son excavación de calicatas.

4.1.1.- Excavación de Calicatas, Muestreo de Suelos y Perfiles Estratigráficos.

Con la finalidad de ubicar las zonas de excavación de las calicatas en el terreno se realizó un reconocimiento de campo, determinándose la excavación de una (01) calicata, llegando a la profundidad de tres metros (3.00m) ubicadas en el área a cimentar. La calicata se excavo a cielo abierto con el objeto de verificar la estratigrafía del terreno y determinar su capacidad admisible.

En las calicatas excavadas, se realizó el muestreo de los horizontes estratigráficos y su correspondiente descripción. Así mismo se procedió a la obtención de muestras disturbadas para los ensayos granulométricos, peso específico, Capacidad Portante, Humedad Natural, toma de muestras de suelos inalterados constituidos por monolitos que permitieron obtener los parámetros mediante ensayos de corte directo, consolidación unidimensional, Compresibilidad del suelo, etc. Posteriormente se realizó la descripción litológica de los diferentes horizontes.

4.1.2.- Descripción de Calicata

Con la información obtenida mediante los análisis granulométricos, y observando el perfil estratigráfico de las calicatas, se ha establecido la siguiente columna estratigráfica:

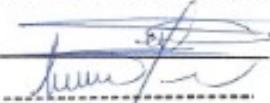
✓ **CALICATA C-1**

0.00m - a 0.10 m.

Losa en mal estado

0.40m - a 3.00 m.

Arena pobremente graduada de grano fino friccionante de color beige con bajo contenido de humedad, con grado de compacidad y resistencia alta clasificada por SUCS como SP.


César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

No se encontró nivel freático.

4.2.- ENSAYOS DE LABORATORIO.-

La toma de muestras disturbadas se realizó para cada horizonte, para ensayos de humedad natural, granulometría, límites de Atterberg, Próctor estándar y/o modificado, peso específico y muestras inalteradas para los ensayos de corte directo y compresibilidad.

- Contenido de Humedad Natural (ASTM D 2216)
- Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D422)
- Peso Específico de los Suelos (ASTM D 854)
- Peso Volumétrico de los Suelos
- Corte Directo con Especímenes Remoldeados y Saturados (ASTM D3080)
- Análisis Químicos por Agresividad al Concreto (Sales Solubles Totales, Sulfatos, Cloruros y Carbonatos)
- Compresibilidad o Asentamiento Relativo de Suelos

Con los análisis granulométricos y límites de Atterberg, así como por observaciones de campo se han obtenido los perfiles estratigráficos que acompañan el Presente informe.

4.2.1.- Contenido de Humedad Natural.-

De acuerdo a los ensayos realizados, se han podido establecer que el suelos tiene el siguiente valor de(2.58%), no se evidencio la presencia de nivel freático hasta la profundidad excavada.

4.2.2.- Peso Especifico.-

El ensayo realizado muestran el siguiente valor de 2.40 gr/cm³; en función a su contenido de minerales.

4.2.3.- Análisis granulométrico por tamizado.-

Este ensayo realizado utilizando mallas de acuerdo a las normas ASTM, mediante lavado o en seco permite identificar el tipo de suelo, clasificándolo como arenas


César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

pobremente graduada SP.

4.2.4.- Limite de Consistencia AASHO – 89 – 60.-

Con las fracciones que pesan el tamiz N° 40, se realizaron ensayos de límites de consistencia de las muestras, dando como resultados no plásticas.

4.2.5.- Ensayos de Corte Directo.-

Con la finalidad de obtener los parámetros del ángulo de rozamiento interno (γ) y la cohesión (C) de los materiales se programaron ensayos de corte, en muestras inalteradas en los suelos ubicados en diferentes sectores del área del terreno, en los intervalos de 1.00 m. a 3.00m. de profundidad, considerando el tipo de suelo predominante; ensayándose en estado natural.

RESISTENCIA AL CORTE DIRECTO DE SUELOS

MUESTRA	PROFUNDIDAD	ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	PESO VOLUMETRICO gr/cm ³	HUMEDAD W%
C-1	1.00 – 3.00	30°	1.68	2.58%

4.2.6.- Análisis Químico por Agresividad

Con el fin de evaluar la agresividad de los suelos hacia el concreto se realizaron los ensayos químicos para determinar el contenido de sales solubles, cloruros y sulfatos, habiéndose obtenido valores moderados, por lo que es necesario utilizar cemento tipo MS (Ver resultados en anexos).

CAPITULO V: ANALISIS DE LA CIMENTACION.

En el análisis de cimentación se debe considerar los parámetros de ángulo de rozamiento interno, compacidad del suelo, peso volumétrico, ancho del cimiento corrido y la profundidad de

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

la cimentación. Así mismo en suelos arenosos deberá estudiarse los problemas de asentamientos relativos.

5.1.- CAPACIDAD PORTANTE Y CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA DEL TERRENO

Llamada también capacidad última de carga del suelo de cimentación. Es la carga que puede soportar un suelo sin que su estabilidad sea amenazada. Para la aplicación de la capacidad portante, se aplica la teoría de Terzaghi para zapatas continuas de base rugosa en el caso de un suelo medianamente denso; también se hace extensivo para el caso de zapatas cuadradas.

A continuación se realiza el análisis de la cimentación para diferentes profundidades (Ver Cuadro de Capacidad Portante y Capacidad Admisible).

Aplicando la ecuación para suelos no cohesivos tenemos:

Zapatas Continuas o Cimientos Corridos:

$$Q_c = C \cdot N_c + p_v \cdot D_f \cdot N'_q + 0.5 \cdot p_v \cdot B \cdot N'_g$$

Zapatas Aisladas ó Cuadradas:

$$Q_c = 1.3 \cdot C \cdot N_c + p_v \cdot D_f \cdot N'_q + 0.4 \cdot p_v \cdot B \cdot N'_g$$

Donde:

C = Cohesión

γ = Peso volumétrico gr/cm³.

D_f = Profundidad de cimentación

B = Ancho de la zapata

N'_c, N'_q y N'_g = Factores de capacidad portante

PLATEA O LOSA DE CIMENTACION:

$$P_t = 11.98 N_{cor.} [1 + 0.33 (D_f/B)] [S_{em.}/25]$$


César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

Donde:

- Qc** = Capacidad Portante Kg/cm²
- γ** = Peso volumétrico gr/cm³.
- Df** = Profundidad de cimentación (m).
- C** = Cohesión.
- Nc, N'q y N'g** = Factores de capacidad de carga
- Ncor** = N corregido para 0.30m. de penetración con SPT.
- B** = Ancho de la cimentación.
- N** = Numero de Penetración Standard
- Se** = Asentamiento

CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

Es la capacidad admisible del terreno que se deberá usar como parámetro de diseño de la estructura. También se le conoce como "Carga de Trabajo" ó "Presión de Trabajo". (Cuadro de Capacidad Admisible)

$$Pt = Qc / Fs$$

Donde:

- Pt** = Presión de trabajo (kg/cm²)
- Qc** = Capacidad de carga.
- Fs** = Factor de seguridad (3.0).

5.2.- CONDICIONES DE CIMENTACION

De acuerdo a los resultados de las investigaciones de campo, los ensayos de laboratorio, la clasificación de suelos, la capacidad portante, los resultados de cálculos geotécnicos y el criterio ingenieril del Consultor se concluye en las condiciones de cimentación se describe a continuación:

a).- Descripción del suelo de cimentación.

El suelo de cimentación está conformado predominantemente por arenas mal graduadas de color



César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

beige, con grado de compacidad y resistencia baja, con bajo contenido de humedad.

b).- Condiciones de cimentación.

En base a los resultados de campo y laboratorio se determinó que el sector donde se construirá la edificación son terrenos no cohesivos con grado de compacidad baja

c).- Clasificación de los materiales de excavación.

Los suelos encontrados en el subsuelo de cimentación, se clasifican como Material Común (MC), de compacidad baja y se puede realizar la excavación en forma manual.

d).- Estabilidad de talud natural y de corte.

Durante la excavación de las calicatas, hasta la profundidad de 3.00m., presenta regular contenido de humedad no se han presentado derrumbes de las paredes, habiéndose determinado que existen ángulos de corte natural subverticales de 45° que es necesario la entibación de las zanjas.

e).- Uso del material procedente de las excavaciones.

Los suelos extraídos de las zanjas de excavación, se clasifican como arenas pobremente graduadas que serán eliminados después de la cimentación de las estructuras superficiales que se han proyectado.

f).- Agresión química de los suelos al concreto.

Los valores de los contenidos de cloruros, sulfatos, sales solubles y carbonatos, son de medios a bajos, pudiéndose usar cemento tipo MS. Se han realizado los ensayos por contenido de cloruros, sulfatos, sales solubles y carbonatos en el laboratorio.

g).- Parámetros para diseño sismo – Resistente

De la Norma Técnica de edificaciones E.030 para Diseño Sismorresistente se obtuvieron los


César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

ING. CESAR A. CHERRE MORALES
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA
CIP: 72495

parámetros del suelo en la zona de estudio.

Factores	Valores
Parámetros de zona	zona 4
Factor de zona	Z (g) = 0.45
Suelo Tipo	S - 3
Amplificación del suelo	S = 1.10
Periodo predominante de vibración	Tp = 1.0 seg
Sismico	C = 2.5
Categoría de la edificación	B
Sistema estructural	R° = 7

h).- Licuación de arenas

En este sector hasta la profundidad de 3.00m los materiales encontrados, permite considerar como terrenos de regular estabilidad, por lo que es poco probable que ocurrirán fenómenos de licuación de arenas ante un sismo de gran magnitud, debido a que los suelos en el sector están constituidos por arenas pobremente graduadas con bajo contenido de humedad y sin presencia del nivel freático superficial.

i).- Problemas especiales de la cimentación

Para evitar asentamiento inmediato y elevar la capacidad portante del suelo es necesario densificarlos y estabilizar el suelo de cimentación

Por esto se recomienda antes de desplantar la cimentación colocar una capa de 30cm de espesor de Over de 4 – 6" de tamaño y encima de esta una capa de afirmado de 30cm compactadas en capas de 15cm de la densidad máxima seca y la humedad optima del Próctor modificado.



César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP N° 72495

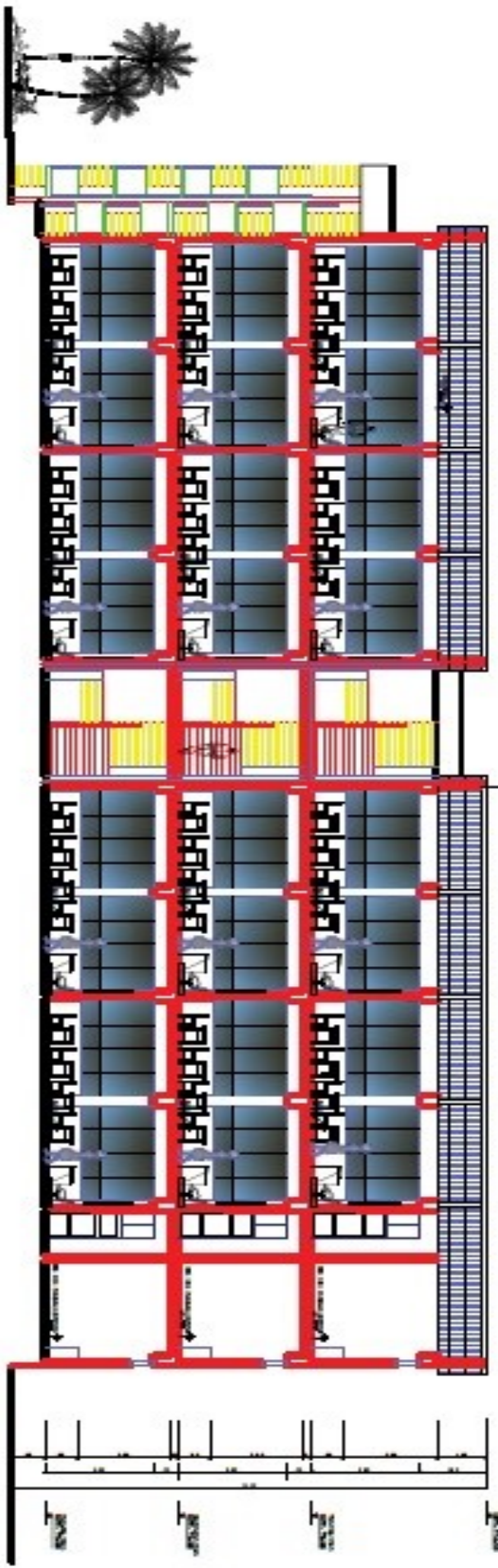
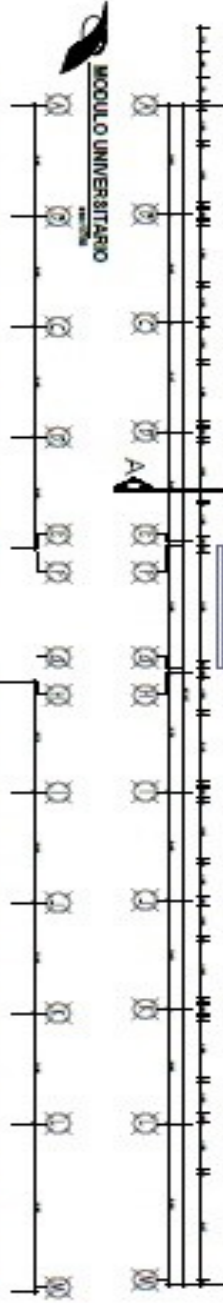
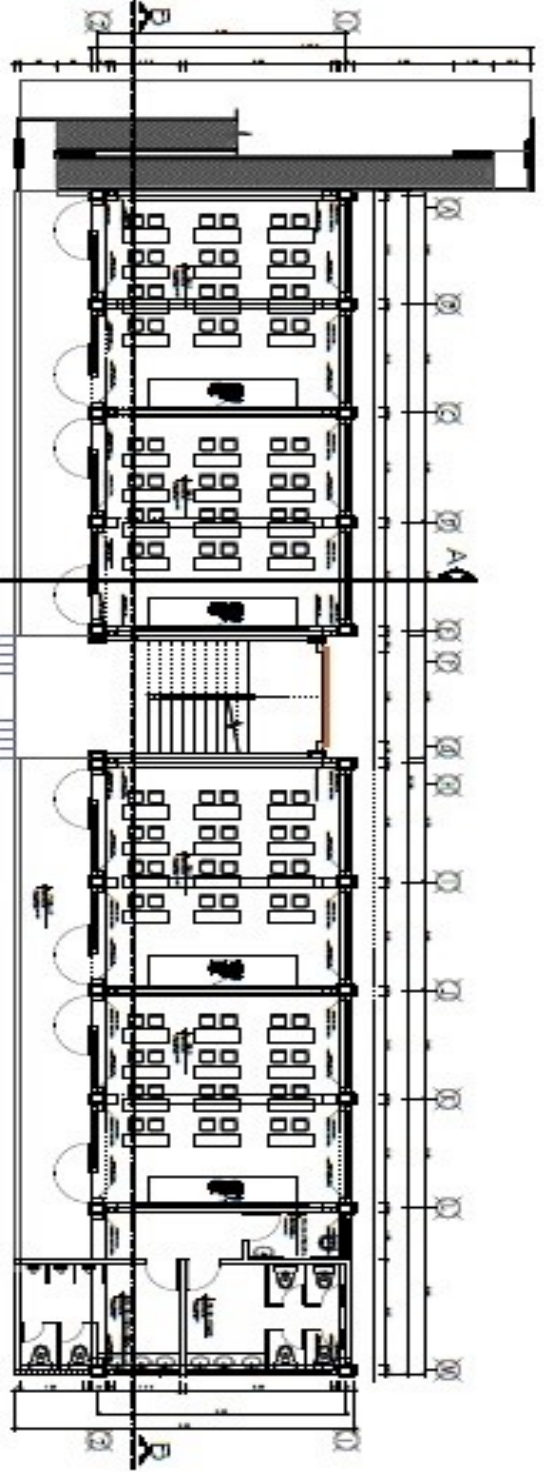
CONCLUSIONES

- a) El suelo de cimentación está conformado predominantemente por arenas mal graduadas de color beige, con grado de compacidad y resistencia baja, bajo contenido de humedad no influenciado por napa freática superficial. En base a los resultados de campo y laboratorio se determinó que el sector donde se construirá la edificación son terrenos no cohesivos con grado de compacidad baja. Los suelos encontrados en el subsuelo de cimentación, se clasifican como Material Común (MC), de compacidad baja y se puede realizar la excavación en forma manual, la profundidad mínima de cimentación medida a partir del terreno natural no menor de $-D_f$ de 1.80m con ancho de 1.80m siendo su capacidad admisible de 1.08kg/cm². Estas serán unidad con vigas de cimentación.
 - b) Se concluye que al incorporar a la estructura aisladores elastómero con núcleo de plomo podemos controlar los periodos de vibración incrementando el periodo fundamental de la estructura, lo que lleva consigo que la estructura experimente una menor fuerza inercial. Siendo el área de plomo de cada aislador es de 7" de diámetro total aislador es de 25".
 - c) Las dimensiones de los elementos columna se ven reducidas, por que la estructura aislada no necesita ser tan rígida como la estructura convencional cambiando de columnas "T" de 70cmx30cm a columnas rectangulares.
- ❖ Durante la excavación de las calicatas, hasta la profundidad de 3.00m., presenta regular contenido de humedad no se han presentado derrumbes de las paredes, habiéndose determinado que existen ángulos de corte natural subverticales de 45° que es necesario la entibación de las zanjas.

RECOMENDACIONES

1. Recomendamos que se continúe realizando investigaciones considerando diferentes tipos de suelos y con diferentes estratos.
2. Se recomienda investigar sobre el comportamiento de los aisladores después de un desastre natural y el costo de mantenimiento y/o reparación.
3. Hacer investigación en los diferentes sistemas de protección sísmica mediante aislamientos sísmicos.


César Augusto Cherre Morales
INGENIERO CIVIL
CIP Nº 72495



CORTE B - B

UNIVERSIDAD DEL SAHARA OCCIDENTAL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE LA UNIVERSIDAD	
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN CENTRO DE INVESTIGACIONES Y DESENVOLUPAMIENTO TECNOLÓGICO EN EL CAMPUS DE LA UNIVERSIDAD DEL SAHARA OCCIDENTAL	
PLAN DE DISTRIBUCIÓN DE LA PLANTA DE UN MÓDULO DE CLASES	
ESCALA: 1:50	
A-01	

