

"AÑO DE LA DIVERSIFICACIÓN PRODUCTIVA Y DEL FORTALECIMIENTO DE LA EDUCACIÓN"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA

(Creada por Ley N° 25265)

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS - CIVIL - AMBIENTAL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Vº Bº
[Handwritten signature]

TESIS

EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA
CONSTRUCCIÓN CONFINADA DE CINCO PISOS EN LA
CIUDAD DE HUANCVELICA UTILIZANDO UN ANÁLISIS
NO LINEAL ESTÁTICO, DISTRITO HUANCVELICA,
PROVINCIA HUANCVELICA, REGIÓN HUANCVELICA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN
ESTRUCTURAS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. BUSSO DIAZ, Hugo Gustavo

Bach. JORGE CHAHUAYO, Yorgan Blandy

ASESOR:

Ing. ANDRÉS ZOSIMO ÑAHUI GASPAR

LIRCAY - HUANCVELICA - 2015



CERTIFICADO QUE LA PRESENTE ES COPIA FIEL DE LA ORIGINAL QUE TENGO A LA VISTA
HUANCAVELICA

Mtro. VICTOR ROBERTO MAMANI MACHACA
Secretario General



154
61

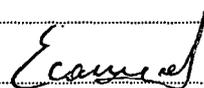
Acta de Sustentación de Tesis

26 AGO. 2015

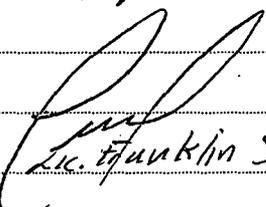
En la Facultad de Ingeniería de Minas - Civil - Ambiental, en el paraje de la FIMCA, Colegio Profesional de Ingenieros Civiles - Surco a los nueve días del mes de Julio del año 2015. siendo las 11:00 a.m. se instaló los miembros del Jurado en base a la resolución de Consejo de Facultad N° 044-2015-FIMCA-UNAH de fecha ocho del mes de Julio de 2015 en la cual se resuelve:

Actuando Primero: Aprobar la Hora y Fecha para la sustentación de tesis cuyo Título es: "Evaluación por desempeño sísmico de una construcción confinada de cinco pisos en la ciudad de Huancavelica utilizando un análisis no lineal estático, distrito Huancavelica, provincia Huancavelica, región Huancavelica" siendo los responsables del proyecto de Investigación Científica los Bachilleres: Basso Diaz, Hugo Gustavo y Jorge Chabunyo, Yorgens Blandy y Miembros del Jurado: Ing. Enrique Roberto Camac Ojeda Presidente, Ing. Néstor Néira Cahua, Vocal, Lic. Franklin Suruchop Gutierrez Secretario, (esta finalidad) de evaluar la sustentación de tesis referida, inmediatamente se proscribió con la intervención del Presidente Jurado las indicaciones correspondientes para dar inicio a la sustentación dentro el tiempo de treinta minutos correspondientes para la sustentación, seguidamente terminando la sustentación se proscribió a la formulación de preguntas pertinentes, las cuales fueron desueltas por los Tesisistas.

Los miembros del Jurado después de un intenso debate se resuelve: Aprobar la sustentación de Tesis por mayoría sujeta a la resolución de Consejo de Facultad N° 044-2015-FIMCA-UNAH de fecha ocho del mes de Julio de 2015, en señal de conformidad Firmas al pie del presente


ING. ENRIQUE CAMAC OJEDA
PRESIDENTE


ING. NÉSTOR NÉIRA CAHUA
VOCAL


Lic. Franklin Suruchop G.

A mis padres Julián y Antonia, a quienes les debo todo en la vida, les agradezco el cariño, la comprensión, la paciencia y el apoyo que me brindaron para culminar mi carrera profesional.

Gustavo.

A mi padres, Lucio y Estela, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que ha permitido mi formación profesional.

Yorgan.

15/12

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darnos la vida y permitirnos alcanzar nuestras metas y proyectos en la vida, asimismo el agradecimiento a los catedráticos de nuestra casa de estudios Universidad Nacional de Huancavelica, quienes con sus conocimientos y dedicación forjaron nuestra formación académica.

Del mismo modo cumplimos con hacer presente nuestra gratitud al Ing. Miguel A. Curi Rosales por su apoyo en el desarrollo del trabajo de investigación; de igual manera a todas aquellas personas quienes nos apoyaron de diferentes formas para mejorar el contenido y enriquecer así las etapas de la investigación.

Expresamos nuestro más profundo agradecimiento a nuestros padres y hermanos, por su apoyo incondicional y comprensión; ya que sin ello no sería posible la realización de la investigación.

INDICE GENERAL

CAPITULO I..... - 1 -

PROBLEMA - 1 -

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA - 1 -

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA..... - 3 -

1.3. HIPOTESIS - 4 -

1.4. OBJETIVOS - 4 -

1.5. JUSTIFICACION - 5 -

CAPITULO II..... - 7 -

MARCO TEORICO..... - 7 -

2.1. ANTECEDENTES - 7 -

2.2. BASES TEORICAS..... - 11 -

2.2.2. Capacidad estructural..... - 13 -

2.2.3. Curva de capacidad. - 13 -

2.2.4. Nivel sísmico..... - 16 -

2.2.4.1. Propuesta del comité VISION 2000 - 17 -

2.2.4.2. Propuesta del ATC-40..... - 18 -

2.2.5. Punto de desempeño. - 19 -

2.2.5.1. Propuesta del Comité VISION 2000 - 19 -

2.2.5.2. Propuesta del ATC-40 - 21 -

2.2.6. Objetivos de desempeño. - 25 -

2.2.6.1. Propuesta del comité VISION 2000..... - 25 -

2.2.6.2. Propuesta del ATC-40 - 27 -

2.2.7. Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño..... - 27 -

2.2.8. Análisis sísmico métodos no lineales - 39 -

2.2.8.1. Ductilidad y tipos de ductilidad - 39 -

2.2.8.2. Relación momento-curvatura..... - 42 -

2.2.8.3. Capacidad, Demanda y Desempeño de una estructura - 44 -

2.2.8.3.1. Procedimientos de análisis estático no-lineal simplificado..... - 47 -

2.2.8.3.2. Esquema típico del flujo de trabajos a realizar en el análisis no-lineal simplificado - 48 -

2.2.8.4. Espectro de capacidad - 49 -

2.2.8.4.1. Obtención de la curva de capacidad de la estructura - 49 -

2.2.8.5. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad..... - 52 -

2.2.8.6. Obtención del espectro de demanda..... - 53 -

2.2.8.7. Obtención del punto de desempeño - 53 -

2.2.8.8. DETERMINACION DEL GRADO DE DAÑO EN LA ALBAÑILERIA..... - 61 -

CAPITULO III..... - 63 -

METODOLOGIA DE INVESTIGACION - 63 -

3.1. **ÁMBITO DE ESTUDIO** - 63 -

3.2. **TIPO DE INVESTIGACION** - 64 -

3.3. **NIVEL DE INVESTIGACION** - 64 -

3.4. **METODO DE INVESTIGACION**..... - 64 -

 3.4.1 **MÉTODO DEDUCTIVO**..... - 64 -

 3.4.2 **MÉTODO DESCRIPTIVO**..... - 64 -

3.5. **DISEÑO DE INVESTIGACION** - 64 -

3.6. **POBLACION, MUESTRA, MUESTREO** - 65 -

3.7. **TECNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS**..... - 66 -

3.8. **PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS**..... - 66 -

 3.8.1. **REVISIÓN DE DOCUMENTOS**..... - 66 -

 3.8.2. **ENTREVISTAS** - 66 -

3.9. **TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS**..... - 66 -

CAPITULO IV. - 67 -

RESULTADOS - 67 -

4.1. **RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACION EN ESTUDIO**..... - 67 -

 4.1.1. **RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X-X** - 67 -

 4.1.1.1. **Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico** - 67 -

 4.1.1.2. **Determinación del Grado de Daño en la Albañilería** - 68 -

 4.1.1.3. **Diseño por Desempeño en la dirección X-X del modelo**..... - 73 -

 4.1.2. **RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y-Y** - 75 -

 4.1.2.1. **Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico** - 75 -

 4.1.2.2. **Determinación del Grado de Daño a la Albañilería**..... - 76 -

 4.1.2.3. **Diseño por Desempeño en la dirección Y-Y del Modelo con Losa Aligerada**..... - 81 -

4.2. **RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL MODELO CON LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL Y CON MURO DE LADRILLO ARTESANAL DE LA ZONA**..... - 83 -

 4.2.1. **RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X-X**..... - 83 -

 4.2.1.1. **Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico** - 83 -

 4.2.1.2. **Diseño por Desempeño en la dirección X-X del Modelo con Losa Aligerada Unidireccional con Ladrillo Artesanal de la Zona**..... - 84 -

4.2.2. RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y-Y - 88 -

4.2.2.1. Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico - 88 -

4.2.2.2. Diseño por Desempeño en la dirección Y-Y del Modelo con Losa Aligerada Unidireccional con Ladrillo Artesanal de la Zona..... - 89 -

4.3. COMPARACIÓN ENTRE EL ANALISIS LINEAL ESTÁTICO Y ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO DEL EDIFICIO EN ESTUDIO - 92 -

4.4. COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL MODELO CON LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL CON MUROS DE LADRILLO INDUSTRIAL NTE 070 FRENTE AL MODELO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL CON MUROS DE LADRILLO ARTESANAL DE LA ZONA.. - 93 -

4.4.1. COMPARACIÓN EN LA DIRECCION X-X - 93 -

4.4.2. COMPARACIÓN EN LA DIRECCION Y-Y - 95 -

CONCLUSIONES..... - 97 -

REGOMENDACIONES - 99 -

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA..... - 100 -

ANEXOS - 102 -

RESUMEN

El presente trabajo, que lleva por nombre: "Evaluación Por Desempeño Sismico de una construcción confinada de cinco pisos en la Ciudad de Huancavelica utilizando un Análisis No Lineal", se ha centrado en la aplicación de un método de análisis no-lineal para determinar la respuesta estructural de la edificación en mención.

La construcción de viviendas de bajo costo en la ciudad de Huancavelica se realiza principalmente en albañilería confinada y se sabe que en esta parte del territorio no se ha tenido terremotos que nos muestren la vulnerabilidad sísmica de estas construcciones debido a no poseer una configuración estructural sismorresistente, usar materiales de baja resistencia y deficiencias en el proceso constructivo.

Ya en años anteriores se desarrollaron la evaluación de diferentes tipo de estructuras en dichas ocasiones se hizo uso de métodos de análisis lineal y se determinó que gran parte de la albañilería alojada en las estructuras principales (pórticos de concreto) sufriría daños considerables ante la ocurrencia de un sismo severo.

Sin embargo, las estructuras principales fueron planeadas como aporticadas; en ese sentido; y aprovechando que en la actualidad se han desarrollado métodos de análisis no-lineal que dan cuenta de una mejor aproximación a la respuesta real de las estructuras, se vio conveniente llevar a cabo esta evaluación para calificar la competencia de la estructura (aporticada) ante la demanda por sismo.

Como herramienta principal de análisis se usó el método del Espectro de Capacidad, descrito a detalle en la documentación del ATC40, con una alternativa de metodología en la búsqueda del punto de desempeño de la estructura. Esta alternativa usada (método propuesto por Miranda y Bertero, 1994) ayudó a verificar si las coordenadas del punto de desempeño (en ambas direcciones principales del análisis) basadas en el método original mostraban valores coherentes.

De los resultados más resaltantes se desprendieron algunas de las siguientes conclusiones y recomendaciones.

Ante la ocurrencia de un eventual movimiento sísmico de regular intensidad, la estructura de la edificación (aporticada, tal como fue concebida) experimentaría formaciones plásticas en los

extremos de la mayoría de las vigas; a niveles de Ocupación Inmediata; en ambas direcciones del edificio. Sin embargo, por la densidad del daño producido, una intervención futura para remediar dichos daños podría significar la paralización de las funciones con las consecuentes pérdidas.

El punto de desempeño obtenido en ambas direcciones del análisis realizado muestra que la estructura estaría incursionando en el intervalo de comportamiento inelástico. La estructura, tal como fue concebida, se muestra muy flexible en la dirección de análisis "Y" llegando a experimentar distorsiones por sismo, en algunos de los pisos intermedios, que superan los estándares permisibles en la norma vigente peruana. Por tanto, se concluye que la estructura necesita mejorar su rigidez en dicha dirección ya que la albañilería confinada existente no sería competente para este propósito. En tal sentido, se recomienda llevar a cabo un reforzamiento de la estructura que apunte a reducir el nivel de posibles daños estructurales a fin de evitar futuras paralizaciones en las funciones básicas para las que la construcción fue destinada.

Para asegurar la continua funcionalidad de la construcción, que sirve como infraestructura de viviendas multifamiliares, se sugiere, además de lo expuesto líneas arriba, llevar a cabo una evaluación integral que considere el comportamiento de los elementos no estructurales (accesorios) que no han sido incluidos en este estudio por no ser parte de los alcances establecidos.

ABSTRACT

This work, which is called "On Performance Of A Construction Confined Seismic Evaluation Five the Flats In The City Of Huancavelica Using A Nonlinear Analysis", has focused on the application of a method of nonlinear analysis to determine the structural response of the building in question.

The construction of affordable housing in the city of Huancavelica is mainly in confined masonry and know that in this part of the country has not had earthquakes show us the seismic vulnerability of these structures due to not having a seismic structural configuration, Use material low resistance and shortcomings in the construction process.

In previous years the evaluation of different types of structures were developed on these occasions made use of methods of nonlinear analysis and determined that much of the masonry housed in the main structures (concrete frames) suffer considerable damage upon the occurrence of a severe earthquake.

However, the main structures were planned as portal frames; in this sense, and taking advantage of today have developed methods of nonlinear analysis to realize a better approximation to the actual response of structures was convenient to carry out this evaluation to qualify the competence of the structure (aporticada) to demand earthquake.

As the main tool of analysis Capacity Spectrum Method, described in detail in the documentation ATC40 with an alternative methodology in finding performance point of the structure was used. This used alternative (proposed by Miranda and Bertero method, 1994) helped to verify the coordinates of point performance (both principal directions of analysis) based on the original method showed coherent values.

Of the most outstanding results some of the following conclusions and recommendations emerged.

Upon the occurrence of a possible earthquake of moderate intensity, the building structure (gantry, as was conceived) would experience plastic formations at the ends of most of the beams, to levels Immediate Occupancy in both directions of the building. However, the density of the damage occurred, a future intervention to remedy such damage could mean the cessation of functions with consequent losses.

The point performance obtained in both directions of analysis shows that the structure would be dabbling in the range of inelastic behavior. The structure, as it was conceived, is very flexible in direction of analysis "and" getting to become distorted by the earthquake, some of the intermediate floors that exceed the allowable standards in the Peruvian existing standard. Therefore, it is concluded that the structure needs to improve its rigidity in that direction as the existing confined masonry not be competent for this purpose. As such, it is recommended to conduct a reinforcement of the structure aimed at reducing the level of structural damage to avoid future strikes on basic functions for which construction was intended.

To ensure continued functionality of the building, which serves as an infrastructure for multifamily housing, it is suggested, in addition to the above above, to conduct a comprehensive evaluation that considers the behavior of nonstructural elements (accessories) that have not been included in this study it was not part of the scope established.

INTRODUCCION

Por la ubicación geográfica de nuestro país, nos encontramos ubicados en el borde occidental de Sudamérica donde la Placa Oceánica de Nazca esta subducida por debajo de la Placa Continental Sudamericana, generando sismos de magnitudes elevadas y con relativa frecuencia; así como también formamos parte del "cinturón de fuego del pacífico" considerado una de las regiones de más alta actividad sísmica del planeta. A lo largo de la historia tenemos recopilación de eventos sísmicos importantes producidos en el litoral central del territorio peruano, tal como se detalla en los datos proporcionados por el Instituto Geofísico del Perú en los últimos cinco siglos : Lima 1940 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII MM, Lima 1966 Magnitud 7.7 Ms (Ritcher) Intensidad VIII MM, Ancash 1970 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII-IX MM, Lima 1974 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII-IX MM y como último acontecimiento sísmico manifestado se tiene el 15 de agosto del 2007 magnitud 7.0 Ms (Ritcher) afectando a Pisco intensidad VII-VIII MM, Lima intensidad VI MM y Huancavelica intensidad V MM, que destruyó 48,208 viviendas, otras 45,500 quedaron inhabitables y 45,813 resultaron afectadas; 14 establecimientos de salud fueron destruidos y 112 afectados; podemos considerar que el Perú está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales en su mayoría por la vulnerabilidad de las edificaciones por lo que es necesario hacer estudios para verificar el desempeño de la estructura ante eventos sísmicos de las construcciones existentes, así como de las nuevas en etapa de diseño para minimizar las pérdidas añadiendo a estas las pérdidas por interrupción de la actividad económica y de los servicios que se brindan, por ello es el motivo principal para el estudio del presente trabajo de investigación.

La localidad de Huancavelica dentro de la Zonificación Sísmica se encuentra en la Zona 2 (Riesgo Sísmico Intermedio) de acuerdo a la Norma Técnica Sismoresistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificación, aunque no existen antecedentes de que las fallas geológicas provocaron sismos en nuestra región. Existe la evidencia de las siguientes fallas geológicas en nuestra región que podrían generar movimientos telúricos de hasta 6.5 grados en la escala de Richter (según el IGP), las cuales están ubicadas en Pampas, Huallahuara, Moya, Vilca, Paica, Ascensión en Huancavelica, y Aurahua en la provincia de Castrovirreyna (Oficina Regional de Defensa Nacional y Seguridad Ciudadana). Además de esto existe la posibilidad de que se active la falla del Huaytapallana provocando un movimiento sísmico de gran magnitud.

También podemos añadir que estas fallas geológicas permanecen en un silencio sísmico desde hace más de 55 años, lo cual hace que las edificaciones de la ciudad de Huancavelica sean vulnerables a experimentar un movimiento sísmico de gran escala en cualquier momento.

Ante la situación descrita se formuló la siguiente interrogante a investigar: ¿El desempeño sísmico de una construcción de cinco pisos diseñado con criterios empíricos y ubicados en la ciudad de Huancavelica, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño, aplicando un Análisis No Lineal Estático?, se tuvo como objetivo; Determinar si el desempeño sísmico de una construcción de cinco pisos diseñado con criterios empíricos y ubicado en la ciudad de Huancavelica, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño, aplicando un Análisis No Lineal Estático mediante el Método Pushover.

Después de realizar el estudio se obtuvo como resultado que el modelo estructural con albañilería confinada, para las dos alternativas, analizadas en esta tesis con las especificaciones de las normas peruanas NTE 030 y NTE 070, cumple con los objetivos de desempeño concordantes con la filosofía de diseño sismorresistente de la NTE 030, los resultados del diseño por desempeño muestran, que los edificios de albañilería confinada diseñados con las normas peruanas tendrían los siguientes desempeños en la ciudad de Huancavelica: 1) elástico y lineal para sismos de nivel de demanda de servicio (sismos frecuentes); 2) en rango no lineal, pero concordante con la filosofía de diseño de la NTE 030 y la NTE 070 para sismos de niveles de demanda diseño (raro) y máximo (muy raro), tal como se demuestran en el acápite 4.1 y 4.2., el modelo analizado con muros de albañilería confinada elaborados artesanalmente en la ciudad de Huancavelica tendrían los siguientes desempeños: 1) ante sismos de servicio o frecuentes, se agrieta, incursionando así en rango inelástico; de lo que se deduce que no cumple con los objetivos de desempeño; 2) la ductilidad obtenida para estas edificaciones es la mitad de lo que se obtiene para los modelos concordantes con las especificaciones de la NTE 070 y NTE 030; 3) estas construcciones, están de pie porque no soportan cargas de gravedad, el mecanismo de colapso de la edificación en análisis, es concordante con la NTE 070 debido a que las primeras rotulas plásticas aparecen en los muros del primer piso, tal como la norma considera para su diseño, es decir considera que los muros del primer piso se agrietan para luego diseñar por el método de Resistencia.

1478

De esta manera la tesis está organizada en cuatro Capítulos: En el capítulo I se abordó el planteamiento y formulación del problema de investigación, los objetivos y la justificación; en el capítulo II se desarrolló los antecedentes de estudio y el marco teórico sobre el que se sustenta la investigación; el capítulo III se describe la metodología empleada en la investigación; el capítulo IV detalla los resultados a través de cuadros y gráficos estadísticos, contrastación de hipótesis y discusión.

Se pone a consideración el presente informe de investigación esperando que su aporte sea valioso para posteriores investigaciones.

Los investigadores

CAPITULO I.

PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Por la ubicación geográfica de nuestro país, nos encontramos ubicados en el borde occidental de Sudamérica donde la Placa Oceánica de Nazca esta subducida por debajo de la Placa Continental Sudamericana, generando sismos de magnitudes elevadas y con relativa frecuencia; así como también formamos parte del "cinturón de fuego del pacífico" considerado una de las regiones de más alta actividad sísmica del planeta.

A lo largo de la historia tenemos recopilación de eventos sísmicos importantes producidos en el litoral central del territorio peruano, tal como se detalla en los datos proporcionados por el Instituto Geofísico del Perú en los últimos cinco siglos : Lima 1940 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII MM, Lima 1966 Magnitud 7.7 Ms (Ritcher) Intensidad VIII MM, Ancash 1970 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII-IX MM, Lima 1974 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII-IX MM y como último acontecimiento sísmico manifestado se tiene el 15 de agosto del 2007 magnitud 7.0 Ms (Ritcher) afectando a Pisco intensidad VII-VIII MM, Lima intensidad VI MM y Huancavelica intensidad V MM, que destruyó 48,208 viviendas, otras 45,500 quedaron inhabitables y 45,813 resultaron afectadas; 14 establecimientos de salud fueron destruidos y 112 afectados; podemos considerar que el Perú está expuesto a este peligro, que trae consigo la

pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales en su mayoría por la vulnerabilidad de las edificaciones por lo que es necesario hacer estudios para verificar el desempeño de la estructura ante eventos sísmicos de las construcciones existentes, así como de las nuevas en etapa de diseño para minimizar las pérdidas añadiendo a estas las pérdidas por interrupción de la actividad económica y de los servicios que se brindan, por ello es el motivo principal para el estudio del presente trabajo de investigación.

Del registro sísmico ocurrido el 15 de Agosto del 2007, el departamento de Huancavelica también fue afectado y teniendo en cuenta las características de las viviendas y edificaciones según el censo del INEI Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda existen viviendas construidas con paredes exteriores adobe o tapia, lo que representa el 86.5%; asimismo, 7 mil 631 viviendas tienen como material predominante piedra con barro el 6.9%; 5 mil 845 viviendas tienen como material predominante ladrillo o bloque de cemento, lo que representa el 5.3% de este último considerado también edificaciones que comprenden la concurrencia de un número considerable de personas y de una inversión económica considerable que generan estos. Es posible que al evaluar el desempeño de estas edificaciones se encuentren deficiencias estructurales que podrían corregirse oportunamente y optimizar el funcionamiento de la misma.

La localidad de Huancavelica dentro de la Zonificación Sísmica se encuentra en la Zona 2 (Riesgo Sísmico Intermedio) de acuerdo a la Norma Técnica Sismoresistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificación; aunque no existen antecedentes de que las fallas geológicas provocaron sismos en nuestra región. Existe la evidencia de las siguientes fallas geológicas en nuestra región que podrían generar movimientos telúricos de hasta 6.5 grados en la escala de Richter (según el IGP), las cuales están ubicadas en Pampas, Huallahuara, Moya, Vilca, Palca, Ascensión en Huancavelica; y Aurahua en la provincia de Castrovirreyna (Oficina Regional de Defensa Nacional y Seguridad Ciudadana). Además de esto existe la posibilidad de que se active la falla del Huaytapallana provocando un movimiento sísmico de gran magnitud. También podemos añadir que estas fallas geológicas permanecen en un silencio sísmico desde hace más de 55 años; lo cual hace que las edificaciones de la ciudad de Huancavelica sean vulnerables a experimentar un movimiento sísmico de gran escala en cualquier momento.

m

HOJA DE RESPETO

143

A mis padres Julián y Antonia, a quienes les debo todo en la vida, les agradezco el cariño, la comprensión, la paciencia y el apoyo que me brindaron para culminar mi carrera profesional.

Gustavo.

A mi padres; Lucio y Estela, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que ha permitido mi formación profesional.

Yorgan.

1 de 2

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darnos la vida y permitirnos alcanzar nuestras metas y proyectos en la vida, asimismo el agradecimiento a los catedráticos de nuestra casa de estudios Universidad Nacional de Huancavelica; quienes con sus conocimientos y dedicación forjaron nuestra formación académica.

Del mismo modo cumplimos con hacer presente nuestra gratitud al Ing. Miguel A. Curi Rosales por su apoyo en el desarrollo del trabajo de investigación; de igual manera a todas aquellas personas quienes nos apoyaron de diferentes formas para mejorar el contenido y enriquecer así las etapas de la investigación.

Expresamos nuestro más profundo agradecimiento a nuestros padres y hermanos, por su apoyo incondicional y comprensión; ya que sin ello no sería posible la realización de la investigación.

148

INDICE GENERAL

CAPITULO I	- 1 -
PROBLEMA	- 1 -
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	- 1 -
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	- 3 -
1.3. HIPOTESIS	- 4 -
1.4. OBJETIVOS	- 4 -
1.5. JUSTIFICACION	- 5 -
CAPITULO II	- 7 -
MARCO TEORICO	- 7 -
2.1. ANTECEDENTES	- 7 -
2.2. BASES TEORICAS	- 11 -
2.2.2. Capacidad estructural	- 13 -
2.2.3. Curva de capacidad	- 13 -
2.2.4. Nivel sísmico	- 16 -
2.2.4.1. Propuesta del comité VISION 2000	- 17 -
2.2.4.2. Propuesta del ATC-40	- 18 -
2.2.5. Punto de desempeño	- 19 -
2.2.5.1. Propuesta del Comité VISION 2000	- 19 -
2.2.5.2. Propuesta del ATC-40	- 21 -
2.2.6. Objetivos de desempeño	- 25 -
2.2.6.1. Propuesta del comité VISION 2000	- 25 -
2.2.6.2. Propuesta del ATC-40	- 27 -
2.2.7. Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño	- 27 -
2.2.8. Análisis sísmico métodos no lineales	- 39 -
2.2.8.1. Ductilidad y tipos de ductilidad	- 39 -
2.2.8.2. Relación momento-curvatura	- 42 -
2.2.8.3. Capacidad, Demanda y Desempeño de una estructura	- 44 -
2.2.8.3.1. Procedimientos de análisis estático no-lineal simplificado	- 47 -
2.2.8.3.2. Esquema típico del flujo de trabajos a realizar en el análisis no-lineal simplificado	- 48 -
2.2.8.4. Espectro de capacidad	- 49 -
2.2.8.4.1. Obtención de la curva de capacidad de la estructura	- 49 -
2.2.8.5. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad	- 52 -
2.2.8.6. Obtención del espectro de demanda	- 53 -
2.2.8.7. Obtención del punto de desempeño	- 53 -
2.2.8.8. DETERMINACION DEL GRADO DE DAÑO EN LA ALBAÑILERIA	- 61 -
CAPITULO III	- 63 -

METODOLOGIA DE INVESTIGACION - 63 -

3.1. **ÁMBITO DE ESTUDIO** - 63 -

3.2. **TIPO DE INVESTIGACION** - 64 -

3.3. **NIVEL DE INVESTIGACION** - 64 -

3.4. **METODO DE INVESTIGACION**..... - 64 -

3.4.1 **MÉTODO DEDUCTIVO**..... - 64 -

3.4.2 **MÉTODO DESCRIPTIVO**..... - 64 -

3.5. **DISEÑO DE INVESTIGACION** - 64 -

3.6. **POBLACION, MUESTRA, MUESTREO** - 65 -

3.7. **TECNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS**..... - 66 -

3.8. **PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS**..... - 66 -

3.8.1. **REVISIÓN DE DOCUMENTOS**..... - 66 -

3.8.2. **ENTREVISTAS** - 66 -

3.9. **TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS**..... - 66 -

CAPITULO IV. - 67 -

RESULTADOS - 67 -

4.1. **RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACION EN ESTUDIO**..... - 67 -

4.1.1. **RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X-X** - 67 -

4.1.1.1. **Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico** - 67 -

4.1.1.2. **Determinación del Grado de Daño en la Albañilería** - 68 -

4.1.1.3. **Diseño por Desempeño en la dirección X-X del modelo** - 73 -

4.1.2. **RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y-Y** - 75 -

4.1.2.1. **Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico** - 75 -

4.1.2.2. **Determinación del Grado de Daño a la Albañilería**..... - 76 -

4.1.2.3. **Diseño por Desempeño en la dirección Y-Y del Modelo con Losa Aligerada**..... - 81 -

4.2. **RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL MODELO CON LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL Y CON MURO DE LADRILLO ARTESANAL DE LA ZONA**..... - 83 -

4.2.1. **RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X-X** - 83 -

4.2.1.1. **Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico** - 83 -

4.2.1.2. **Diseño por Desempeño en la dirección X-X del Modelo con Losa Aligerada Unidireccional con Ladrillo Artesanal de la Zona**..... - 84 -

4.2.2. RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y-Y = 88 =

4.2.2.1. Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico - 88 -

4.2.2.2. Diseño por Desempeño en la dirección Y-Y del Modelo con Losa Aligerada Unidireccional con Ladrillo Artesanal de la Zona..... - 89 -

4.3. COMPARACIÓN ENTRE EL ANALISIS LINEAL ESTÁTICO Y ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO DEL EDIFICIO EN ESTUDIO - 92 -

4.4. COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL MODELO CON LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL CON MUROS DE LADRILLO INDUSTRIAL NTE 070 FRENTE AL MODELO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL CON MUROS DE LADRILLO ARTESANAL DE LA ZONA.. - 93 -

4.4.1. COMPARACIÓN EN LA DIRECCION X-X - 93 -

4.4.2. COMPARACIÓN EN LA DIRECCION Y-Y - 95 -

CONCLUSIONES..... - 97 -

RECOMENDACIONES..... - 99 -

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA..... - 100 -

ANEXOS - 102 -

RESUMEN

El presente trabajo, que lleva por nombre: "Evaluación Por Desempeño Sísmico de una construcción confinada de cinco pisos en la Ciudad de Huancavelica utilizando un Análisis No Lineal", se ha centrado en la aplicación de un método de análisis no-lineal para determinar la respuesta estructural de la edificación en mención.

La construcción de viviendas de bajo costo en la ciudad de Huancavelica se realiza principalmente en albañilería confinada y se sabe que en esta parte del territorio no se ha tenido terremotos que nos muestren la vulnerabilidad sísmica de estas construcciones debido a no poseer una configuración estructural sismorresistente, usar materiales de baja resistencia y deficiencias en el proceso constructivo.

Ya en años anteriores se desarrollaron la evaluación de diferentes tipo de estructuras en dichas ocasiones se hizo uso de métodos de análisis lineal y se determinó que gran parte de la albañilería alojada en las estructuras principales (pórticos de concreto) sufriría daños considerables ante la ocurrencia de un sismo severo.

Sin embargo, las estructuras principales fueron planeadas como aporticadas; en ese sentido; y aprovechando que en la actualidad se han desarrollado métodos de análisis no-lineal que dan cuenta de una mejor aproximación a la respuesta real de las estructuras, se vio conveniente llevar a cabo esta evaluación para calificar la competencia de la estructura (aporticada) ante la demanda por sismo.

Como herramienta principal de análisis se usó el método del Espectro de Capacidad, descrito a detalle en la documentación del ATC40, con una alternativa de metodología en la búsqueda del punto de desempeño de la estructura. Esta alternativa usada (método propuesto por Miranda y Bertero, 1994) ayudó a verificar si las coordenadas del punto de desempeño (en ambas direcciones principales del análisis) basadas en el método original mostraban valores coherentes.

De los resultados más resaltantes se desprendieron algunas de las siguientes conclusiones y recomendaciones.

Ante la ocurrencia de un eventual movimiento sísmico de regular intensidad, la estructura de la edificación (aporticada, tal como fue concebida) experimentaría formaciones plásticas en los

extremos de la mayoría de las vigas; a niveles de Ocupación Inmediata; en ambas direcciones del edificio. Sin embargo, por la densidad del daño producido, una intervención futura para remediar dichos daños podría significar la paralización de las funciones con las consecuentes pérdidas.

El punto de desempeño obtenido en ambas direcciones del análisis realizado muestra que la estructura estaría incursionando en el intervalo de comportamiento inelástico. La estructura, tal como fue concebida, se muestra muy flexible en la dirección de análisis "Y" llegando a experimentar distorsiones por sismo, en algunos de los pisos intermedios, que superan los estándares permisibles en la norma vigente peruana. Por tanto, se concluye que la estructura necesita mejorar su rigidez en dicha dirección ya que la albañilería confinada existente no sería competente para este propósito. En tal sentido, se recomienda llevar a cabo un reforzamiento de la estructura que apunte a reducir el nivel de posibles daños estructurales a fin de evitar futuras paralizaciones en las funciones básicas para las que la construcción fue destinada.

Para asegurar la continua funcionalidad de la construcción, que sirve como infraestructura de viviendas multifamiliares, se sugiere, además de lo expuesto líneas arriba, llevar a cabo una evaluación integral que considere el comportamiento de los elementos no estructurales (accesorios) que no han sido incluidos en este estudio por no ser parte de los alcances establecidos.

ABSTRACT

This work, which is called "On Performance Of A Construction Confined Seismic Evaluation Fife the Flats In The City Of Huancavelica Using A Nonlinear Analysis", has focused on the application of a method of nonlinear analysis to determine the structural response of the building in question.

The construction of affordable housing in the city of Huancavelica is mainly in confined masonry and know that in this part of the country has not had earthquakes show us the seismic vulnerability of these structures due to not having a seismic structural configuration, Use material low resistance and shortcomings in the construction process.

In previous years the evaluation of different types of structures were developed on these occasions made use of methods of nonlinear analysis and determined that much of the masonry housed in the main structures (concrete frames) suffer considerable damage upon the occurrence of a severe earthquake.

However, the main structures were planned as portal frames; in this sense, and taking advantage of ~~today have developed methods of nonlinear analysis to realize a better approximation to the actual~~ response of structures was convenient to carry out this evaluation to qualify the competence of the structure (aporticada) to demand earthquake.

As the main tool of analysis Capacity Spectrum Method, described in detail in the documentation ATC40 with an alternative methodology in finding performance point of the structure was used. This used alternative (proposed by Miranda and Bertero method, 1994) helped to verify the coordinates of point performance (both principal directions of analysis) based on the original method showed coherent values.

Of the most outstanding results some of the following conclusions and recommendations emerged.

Upon the occurrence of a possible earthquake of moderate intensity, the building structure (gantry, as was conceived) would experience plastic formations at the ends of most of the beams, to levels Immediate Occupancy in both directions of the building. However, the density of the damage occurred, a future intervention to remedy such damage could mean the cessation of functions with consequent losses.

The point performance obtained in both directions of analysis shows that the structure would be dabbling in the range of inelastic behavior. The structure, as it was conceived, is very flexible in direction of analysis "and" getting to become distorted by the earthquake, some of the intermediate floors that exceed the allowable standards in the Peruvian existing standard. Therefore, it is concluded that the structure needs to improve its rigidity in that direction as the existing confined masonry not be competent for this purpose. As such, it is recommended to conduct a reinforcement of the structure aimed at reducing the level of structural damage to avoid future strikes on basic functions for which construction was intended.

To ensure continued functionality of the building, which serves as an infrastructure for multifamily housing, it is suggested, in addition to the above above, to conduct a comprehensive evaluation that considers the behavior of nonstructural elements (accessories) that have not been included in this study it was not part of the scope established.

INTRODUCCION

Por la ubicación geográfica de nuestro país, nos encontramos ubicados en el borde occidental de Sudamérica donde la Placa Oceánica de Nazca esta subducida por debajo de la Placa Continental Sudamericana, generando sismos de magnitudes elevadas y con relativa frecuencia; así como también formamos parte del "cinturón de fuego del pacífico" considerado una de las regiones de más alta actividad sísmica del planeta. A lo largo de la historia tenemos recopilación de eventos sísmicos importantes producidos en el litoral central del territorio peruano; tal como se detalla en los datos proporcionados por el Instituto Geofísico del Perú en los últimos cinco siglos : Lima 1940 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII MM, Lima 1966 Magnitud 7.7 Ms (Ritcher) Intensidad VIII MM, Ancash 1970 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII-IX MM, Lima 1974 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII-IX MM y como último acontecimiento sísmico manifestado se tiene el 15 de agosto del 2007 magnitud 7.0 Ms (Ritcher) afectando a Pisco intensidad VII-VIII MM, Lima intensidad VI MM y Huancavelica intensidad V MM, que destruyó 48,208 viviendas, otras 45,500 quedaron inhabitables y 45,813 resultaron afectadas; 14 establecimientos de salud fueron destruidos y 112 afectados; podemos considerar que el Perú está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales en su mayoría por la vulnerabilidad de las edificaciones por lo que es necesario hacer estudios para verificar el desempeño de la estructura ante eventos sísmicos de las construcciones existentes, así como de las nuevas en etapa de diseño para minimizar las pérdidas añadiendo a estas las pérdidas por interrupción de la actividad económica y de los servicios que se brindan, por ello es el motivo principal para el estudio del presente trabajo de investigación.

La localidad de Huancavelica dentro de la Zonificación Sísmica se encuentra en la Zona 2 (Riesgo Sísmico Intermedio) de acuerdo a la Norma Técnica Sismoresistente E:030 del Reglamento Nacional de Edificación, aunque no existen antecedentes de que las fallas geológicas provocaron sismos en nuestra región. Existe la evidencia de las siguientes fallas geológicas en nuestra región que podrían generar movimientos telúricos de hasta 6.5 grados en la escala de Richter (según el IGP), las cuales están ubicadas en Pampas, Huallahuara, Moya, Vilca, Palca, Ascensión en Huancavelica, y Aurahua en la provincia de Castrovirreyna (Oficina Regional de Defensa Nacional y Seguridad Ciudadana). Además de esto existe la posibilidad de que se active la falla del Huaytapallana provocando un movimiento sísmico de gran magnitud.

También podemos añadir que estas fallas geológicas permanecen en un silencio sísmico desde hace más de 55 años, lo cual hace que las edificaciones de la ciudad de Huancavelica sean vulnerables a experimentar un movimiento sísmico de gran escala en cualquier momento.

~~Ante la situación descrita se formuló la siguiente interrogante a investigar ¿El desempeño sísmico de una construcción de cinco pisos diseñado con criterios empíricos y ubicados en la ciudad de Huancavelica, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño, aplicando un Análisis No Lineal Estático?;~~ se tuvo como objetivo; Determinar si el desempeño sísmico ~~de una construcción de cinco pisos diseñado con criterios empíricos y ubicado en la~~ ciudad de Huancavelica, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño, aplicando un Análisis No Lineal Estático mediante el Método Pushover.

Después de realizar el estudio se obtuvo como resultado que el modelo estructural con albañilería confinada, para las dos alternativas, analizadas en esta tesis con las especificaciones de las normas peruanas NTE 030 y NTE 070, cumple con los objetivos de desempeño concordantes con la filosofía de diseño sismorresistente de la NTE 030, los resultados del diseño por desempeño muestran, que los edificios de albañilería confinada diseñados con las normas peruanas tendrían los siguientes desempeños en la ciudad de Huancavelica: 1) elástico y lineal para sismos de nivel de demanda de servicio (sismos frecuentes); 2) en rango no lineal, pero concordante con la filosofía de diseño de la NTE 030 y la NTE 070 para sismos de niveles de demanda diseño (raro) y máximo (muy raro), tal como se demuestran en el acápite 4.1 y 4.2., el modelo analizado con muros de albañilería confinada elaborados artesanalmente en la ciudad de Huancavelica tendrían los siguientes desempeños: 1) ante sismos de servicio o frecuentes, se agrieta, incursionando así en rango inelástico; de lo que se deduce que no cumple con los objetivos de desempeño; 2) la ductilidad obtenida para estas edificaciones es la mitad de lo que se obtiene para los modelos concordantes con las especificaciones de la NTE 070 y NTE 030; 3) estas construcciones, están de pie porque no soportan cargas de gravedad, el mecanismo de colapso de la edificación en análisis, es concordante con la NTE 070 debido a que las primeras rotulas plásticas aparecen en los muros del primer piso, tal como la norma considera para su diseño, es decir considera que los muros del primer piso se agrietan para luego diseñar por el método de Resistencia.

De esta manera la tesis está organizada en cuatro Capítulos: En el capítulo I se abordó el planteamiento y formulación del problema de investigación, los objetivos y la justificación; en el capítulo II se desarrolló los antecedentes de estudio y el marco teórico sobre el que se sustenta la investigación; el capítulo III se describe la metodología empleada en la investigación; el capítulo IV detalla los resultados a través de cuadros y gráficos estadísticos, contrastación de hipótesis y discusión.

Se pone a consideración el presente informe de investigación esperando que su aporte sea valioso para posteriores investigaciones.

Los investigadores

INDICE DE TABLAS

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO I.

PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Por la ubicación geográfica de nuestro país, nos encontramos ubicados en el borde occidental de Sudamérica donde la Placa Oceánica de Nazca esta subducida por debajo de la Placa Continental Sudamericana, generando sismos de magnitudes elevadas y con relativa frecuencia; así como también formamos parte del "cinturón de fuego del pacifico" considerado una de las regiones de más alta actividad sísmica del planeta.

A lo largo de la historia tenemos recopilación de eventos sísmicos importantes producidos en el litoral central del territorio peruano, tal como se detalla en los datos proporcionados por el Instituto Geofísico del Perú en los últimos cinco siglos : Lima 1940 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII MM, Lima 1966 Magnitud 7.7 Ms (Ritcher) Intensidad VIII MM, Ancash 1970 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII-IX MM; Lima 1974 Magnitud 7.9 Ms (Ritcher) Intensidad VIII-IX MM y como último acontecimiento sísmico manifestado se tiene el 15 de agosto del 2007 magnitud 7.0 Ms (Ritcher) afectando a Pisco intensidad VII-VIII MM, Lima intensidad VI MM y Huancavelica intensidad V MM, que destruyó 48,208 viviendas, otras 45,500 quedaron inhabitables y 45,813 resultaron afectadas; 14 establecimientos de salud fueron destruidos y 112 afectados; podemos considerar que el Perú está expuesto a este peligro, que trae consigo la

pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales en su mayoría por la vulnerabilidad de las edificaciones por lo que es necesario hacer estudios para verificar el desempeño de la estructura ante eventos sísmicos de las construcciones existentes, así como de las nuevas en etapa de diseño para minimizar las pérdidas añadiendo a estas las pérdidas por interrupción de la actividad económica y de los servicios que se brindan, por ello es el motivo principal para el estudio del presente trabajo de investigación.

Del registro sísmico ocurrido el 15 de Agosto del 2007, el departamento de Huancavelica también fue afectado y teniendo en cuenta las características de las viviendas y edificaciones según el censo del INEI Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda existen viviendas construidas con paredes exteriores adobe o tapia, lo que representa el 86.5%; asimismo, 7 mil 631 viviendas tienen como material predominante piedra con barro el 6.9%; 5 mil 845 viviendas tienen como material predominante ladrillo o bloque de cemento, lo que representa el 5.3% de este último considerado también edificaciones que comprenden la concurrencia de un número considerable de personas y de una inversión económica considerable que generan estos. Es posible que al evaluar el desempeño de estas edificaciones se encuentren deficiencias estructurales que podrían corregirse oportunamente y optimizar el funcionamiento de la misma.

La localidad de Huancavelica dentro de la Zonificación Sísmica se encuentra en la Zona 2 (Riesgo Sísmico Intermedio) de acuerdo a la Norma Técnica Sismoresistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificación; aunque no existen antecedentes de que las fallas geológicas provocaron sismos en nuestra región. Existe la evidencia de las siguientes fallas geológicas en nuestra región que podrían generar movimientos telúricos de hasta 6.5 grados en la escala de Richter (según el IGP), las cuales están ubicadas en Pampas, Huallahuara, Moya, Vilca, Palca, Ascensión en Huancavelica, y Aurahua en la provincia de Castrovirreyna (Oficina Regional de Defensa Nacional y Seguridad Ciudadana). Además de esto existe la posibilidad de que se active la falla del Huaytapallana provocando un movimiento sísmico de gran magnitud. También podemos añadir que estas fallas geológicas permanecen en un silencio sísmico desde hace más de 55 años, lo cual hace que las edificaciones de la ciudad de Huancavelica sean vulnerables a experimentar un movimiento sísmico de gran escala en cualquier momento.

Por este motivo para fines de esta investigación analizaremos específicamente una construcción confinada de cinco pisos categorizado de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E.030 como edificación esencial cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo.

Para realizar este estudio utilizaremos el Análisis No Lineal Estático usando la Técnica Pushover, para ello se determinara el comportamiento inelástico de la estructura en forma general, y de los elementos estructurales, de las secciones de los elementos y de los materiales en forma particular.

La aplicación del análisis no lineal sirve como una herramienta práctica para la evaluación de la respuesta sísmica de estructuras. Por lo tanto, este método está siendo cada vez más considerado en los códigos sísmicos modernos, tanto para el diseño de nuevas estructuras y para la evaluación de los ya existentes, como es el caso de nuestro tema de investigación en el cual se evaluara el desempeño sísmico de una construcción de una edificación de cinco pisos en la provincia de Huancavelica.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

PROBLEMA GENERAL:

¿El desempeño sísmico de una construcción de cinco pisos diseñado con criterios empíricos y ubicados en la ciudad de Huancavelica, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño, aplicando un Análisis No Lineal Estático?

PROBLEMAS ESPECIFICOS:

- ¿Cuál será el desempeño sísmico de una construcción de cinco pisos usando un Análisis No Lineal Estático?
- ¿La construcción cumplirá los niveles de desempeño propuestos en la metodología del ATC-40, mediante la aplicación de la Técnica Pushover para evaluar la capacidad estructural del edificio?

- ¿Cuáles serán los niveles de daño respecto a los niveles de desempeño propuestos mediante la Técnica Pushover?
- ¿Cuál será la posible secuencia de daños en la estructura sometida bajo cargas sísmicas similares a las aplicadas en la Técnica Pushover?

1.3. HIPOTESIS

HIPOTESIS GENERAL

La evaluación del desempeño sísmico de una construcción confinada de cinco pisos en la ciudad de Huancavelica mediante un Análisis No Lineal Estático, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño propuestos.

HIPOTESIS ESPECÍFICA

- El desempeño sísmico de una construcción de cinco pisos usando un Análisis No Lineal Estático cumplirá satisfactoriamente
- La construcción cumplirá los niveles de desempeño propuestos en la metodología del ATC-40, mediante la aplicación de la Técnica Pushover para evaluar la capacidad estructural del edificio.

1.4. OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Determinar si el desempeño sísmico de una construcción de cinco pisos diseñado con criterios empíricos y ubicado en la ciudad de Huancavelica, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño, aplicando un Análisis No Lineal Estático mediante el Método Pushover.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar el desempeño sísmico de una construcción de cinco pisos usando un Análisis No Lineal Estático.
- Aplicar la metodología propuesta por el ATC-40, referente a la Técnica Pushover para evaluar la capacidad estructural del edificio mediante los niveles de desempeño propuestos.

- Definir los niveles de daño respecto a los niveles de desempeño propuestos mediante la Técnica Pushover
- Determinar la posible secuencia de daños en la estructura sometida bajo cargas sísmicas similares a las aplicadas en la Técnica Pushover.

1.5. JUSTIFICACION

Los proyectos estructurales tienen implícitamente un objetivo y/o desempeño esperado de su comportamiento durante la vida útil de la estructura, y la normatividad sísmica actual está enfocado en establecer límites explícitos como base para el diseño basado en el desempeño.

Los códigos en general se establecían de manera explícita, donde casi el único principio es el de cumplir los requerimientos de resistencia, pero no existía casi nada sobre el nivel de daño que se produce por la interrupción del funcionamiento de algunas instalaciones. Es por eso que el proceso de diseño sísmico realizado hasta ahora no podrá estimar de manera confiable el comportamiento estructural. Esto ha llevado a optar el diseño por desempeño donde se busca definir los niveles de desempeño deseados para los diferentes niveles de excitación sísmica y que está relacionada no sólo con aspectos del comportamiento de elementos estructurales, sino también con elementos no estructurales y con el contenido de las edificaciones.

En nuestra norma E-030 se establece los principios de diseño sismorresistente para evitar el colapso de las edificaciones ante un sismo severo y establece las condiciones mínimas para la demanda o distorsión de entrepiso que rigen el diseño. Pero estos valores son referentes a estudios de eventos sísmicos pasados que en comparación con las demandas de resistencia ante los sismos recientes son mayores.

Además la metodología de diseño sismorresistente de nuestra norma, considera un solo nivel de amenaza sísmica para lo cual la edificación no debería colapsar, pero no considera la verificación del comportamiento de la estructura ante sismos frecuentes pero menos severos, por lo que es necesario considerar el estudio del desempeño sísmico de las edificaciones ante diferentes nivel de amenaza sísmica.

Por este motivo el propósito de la investigación fue evaluar el desempeño sísmico de daño de una estructura correspondiente a una edificación dentro de la ciudad de Huancavelica de como es el caso de construcción de una vivienda multifamiliar de cinco pisos clasificada por su uso e importancia en la categoría de edificaciones comunes, diseñada con criterios empíricos y bajo los criterios de la Normas Peruanas; usando un Análisis No Lineal Estático mediante la Técnica Pushover que nos presenta el ATC-40, utilizado conjuntamente con la demanda sísmica proveída por la Norma Peruana E-030, lo que permitirá evaluar los niveles de desempeño de la estructura, debido a que es importante conocer el comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales bajo la acción de un evento sísmico y determinar el estado en la que puedan quedar, estableciendo de este modo el nivel de riesgo que pueda significar.

CAPITULO II.

MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES

A NIVEL INTERNACIONAL

Portillo W. (2011) "Introducción Al Diseño De Marcos De Concreto Reforzados, Por El Método De Análisis Estático No Lineal (Push-Over), Utilizando Un Software Especializado" Tesis para optar título profesional de Ingeniero Civil, Universidad de el Salvador, su propósito fue el desempeño de la estructura la que es evaluada bajo procedimientos estático según Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador, para luego ser analizada por el método no lineal (nonlinear static procedure: NSP) o análisis pushover; con el objetivo de comparar ambos análisis. El análisis estático no lineal se basó en el uso de un espectro de respuesta, basado en los parámetros de El Salvador, según la NTDS. Con el cual se generaran rotulas plásticas bajo los parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica que definen las curvas constitutivas de las rótulas plásticas; cualquiera sea su naturaleza; y son evaluados según el documento FEMA 356 (FEMA, 2000), mientras que el análisis pushover es ejecutado en SAP2000. Los diferentes criterios que se tomaron en consideración para modelar la estructura en cada uno de los análisis, son los que producen esta diferencia, que para fines prácticos de análisis representa que el análisis no lineal entra en vibración para los diferentes modos por más del doble del periodo lineal, esto nos indica que en el análisis modal del no lineal

los elementos muestran una mayor rigidez debida al comportamiento no lineal de los materiales, también se puede observar que en el análisis estático lineal los desplazamientos que se dan son mayores que el no lineal, esto se debe a que la resistencia de los elementos en el estático es constante mientras que en el análisis no lineal cambia dependiendo de la deformación del elemento.

La presente tesis analizo el diseño estructural y llevando su aplicación al estado no lineal, y dejando las puertas abiertas para llegar a implementar los análisis dinámicos, que serían el siguiente paso en el análisis estructural.

Guevara N.(2006) “Evaluación De La Capacidad Estructural Del Edificio De La Biblioteca De Las Ingenierías Y Arquitectura, Utilizando Análisis Estático No Lineal (Pushover)”, Tesis para optar título profesional de Ingeniero Civil, Universidad de el Salvador, Su propósito fue evaluar la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de ingeniería y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal.

En este estudio se presenta una metodología que puede ser utilizada para la evaluación de la capacidad estructural de edificios construidos en zonas de alta sismicidad. A partir de toda la información recopilada para el estudio se generara un modelo de programas SAP2000 y SeismoStruct, que permitirá realizar un análisis de colapso (Análisis de Pushover) para obtener la distribución de daños en dicha estructura en los niveles de desempeño considerados en esta evaluación. Además se presenta el tema de vulnerabilidad sísmica, los diferentes estudios de vulnerabilidad y las metodologías que existen para realizar la evaluación.

Al finalizar el estudio, el comportamiento del edificio varia basándose en la dirección de las cargas laterales aplicadas, presenta alta capacidad de resistencia lateral para cargas paralelas a sus ejes de columnas, pero es vulnerable ante cargas dirigidas en forma diagonal, ya que presenta menor resistencia en esta dirección.

Esta investigación nos permite conocer el comportamiento de una estructura para diferentes intensidades sísmicas; formando una excelente metodología para conocer el comportamiento no lineal de edificios sometidos a excitaciones sísmicas de diferente intensidad.

Sánchez M. (2013) "Vulnerabilidad Sísmica De Construcciones Patrimoniales Históricas De Mampostería En Chile: Aplicación A Los Torreones Españoles De Valdivia". Tesis para optar al Título de Ingeniero civil en Obras Civiles. Universidad Austral de Chile, el propósito de la presente tesis es analizar y evaluar la vulnerabilidad sísmica de una construcción patrimonial histórica de mampostería; usando el caso del Torreón Los Canelos; La metodología para conseguir los objetivos de esta investigación está conformada por: Construir un modelo analítico para la estructura escogida, a partir de medidas de campo y la definición de las características de sismicidad local de la zona de Valdivia y Realizar un análisis Push-Over para encontrar las cargas de colapso y generar las curvas de capacidad y el espectro de demanda. Determinar los puntos de desempeño, curvas de fragilidad y matriz de probabilidad de daño. Luego de este estudio, se han obtenido como resultado que la curva de capacidad resultante del análisis estático no lineal y el punto de desempeño obtenidos, revelaron la gran rigidez que posee el Torreón Los Canelos y un comportamiento esencialmente elástico. Esto se debe a diversas razones: el gran espesor de sus muros, su gran peso propio, una geometría simple y simétrica de una baja altura, que está fundado en un suelo con buenas aptitudes para la construcción, y las reformas que se le han hecho, que, al parecer, le han otorgado una alta capacidad sismorresistente.

Este trabajo de Tesis permite evaluar la vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales, una manera fiable y satisfactoria desde el punto de vista probabilista, que muestra resultados consecuentes con la sobrevivencia que han sostenido los Torreones Españoles de Valdivia

Illescas G. (2011) "Diseño Sismo-Resistente De Edificios Construidos En Laderas". Trabajo de fin de carrera previa a la obtención del Título de Ingeniero civil, Universidad Técnica Particular de Loja Ecuador, esta investigación tiene como fin aplicar los criterios de diseño sismo-resistente a modelos paramétricos donde el desempeño de varias estructuras construidas en laderas sea analizado mediante simulaciones computarizadas. Dentro de estas simulaciones se hará el uso de Software OPENSEES para la construcción de modelos paramétricos para edificios construidos en ladera; evaluando el desempeño de este tipo de edificaciones diseñados de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002).

También se pretenderá evaluar la capacidad sísmica de este tipo de edificaciones mediante un análisis estático no lineal (Pushover).

En el análisis pushover se observa que cada punto de desempeño varía considerablemente dependiendo de cada tipo de columna de primer nivel, sin embargo en el análisis ITHA se esperaba que los desplazamientos en el último piso del edificio construido en ladera sean mayores que en el edificio construido sin ladera, adelantándonos a las conclusiones se puede decir que la edificación en ladera tiene un comportamiento bueno. En el caso de las deformaciones del concreto en el edificio construido debido a los tres terremotos se observa que se generan puntos débiles en las columnas, especialmente en las columnas más cortas.

Esta investigación nos recomienda incorporar en nuestros códigos el análisis de pushover, ya que es un método eficiente para conocer la respuesta no lineal de un edificio.

Hernández Y. (2009) "Estudio Comparativo De Dos Alternativas De Reforzamiento Estructural Para El Edificio Maternal Del Liceo Frances Louis Pasteur, Utilizando El Método De Análisis Lineal Dinámico Y Un Método No Lineal Estático (Pushover)". Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar el Título de Ingeniero civil, Universidad De La Salle Bogotá Colombia, su propósito es evaluar dos métodos de análisis y diseño utilizados en los estudios de vulnerabilidad y reforzamiento estructural, aplicándolos al caso real de reforzamiento del edificio "Maternal" del Liceo Francés Louis Pasteur, en la ciudad de Bogotá. El presente trabajo realizará un análisis comparativo entre 2 tipos de análisis ampliamente usados en el mundo en estudios de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural, como son el método dinámico elástico lineal y el método estático inelástico no lineal, llamado "Método del Espectro de Capacidad" o "Pushover", La realización de los modelos analíticos para los dos tipos de análisis, lineal y no lineal permiten simular la respuesta estructural ante diferentes estados de solicitaciones. Sin embargo, estos modelos representan la principal herramienta de simulación disponible. En el análisis elástico lineal a parte de la simplificación a la cual se llevan los modelos, no tiene en cuenta aspectos importantes de la estructura, como la localización del refuerzo en todos los elementos estructurales, lo cual nos indica que no se tiene en cuenta para nada el aporte que estos aspectos hacen a la resistencia estructural sin embargo es el análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de

una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.

Esta investigación indica que ambos métodos utilizados tienen sus desventajas.

A NIVEL NACIONAL

Curi M. (2011) "Diseño Por Desempeño De Una Edificación De Albañilería Confinada De 4 Pisos Usando Un Análisis No Lineal Estático" Tesis para optar título profesional de Ingeniero Civil, Universidad de Nacional del Centro del Perú, fue una investigación de tipo descriptivo correlacional porque se trata de comparar la metodología moderna del análisis sismorresistente con la técnica del Pushover con el análisis convencional vigente de la NTE-E0.30, el cual que tuvo como propósito es determinar si el desempeño sísmico de una edificación de albañilería confinada de 4 pisos diseñado con códigos peruanos y ubicados en la ciudad de Huancayo cumplirá satisfactoriamente los objetivos de desempeño usando un análisis no lineal estático. Para estimar la respuesta estructural se usó procedimientos de análisis no lineal (Pushover) y para obtener el punto de desempeño se usó un procedimiento basado en el binomio de espectro de demanda y capacidad.

Los resultados que se obtuvieron fueron como se había previsto, en las hipótesis: El modelo estructural de albañilería confinada, para las dos alternativas de estructuración, satisface ampliamente los objetivos de desempeño propuestos inicialmente, y asegura el cumplimiento de la filosofía de diseño de la NTE 030. Estas edificaciones diseñadas con las normas vigentes pueden alcanzar ductilidades alrededor de 4, en la zona central del Perú.

2.2. BASES TEORICAS

2.2.1. EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SISMICO

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos corrientes, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el

colapso. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente sólo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar.

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Bertero, 1997). De acuerdo al comité VISION 2000, la ingeniería basada en el desempeño no sólo involucra aspectos relacionados con el diseño, sino que también considera todas aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos.

Considerando todos los aspectos mencionados anteriormente, está claro que la "ingeniería basada en el desempeño sísmico" es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir.

Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el comportamiento sísmico preliminar, el comportamiento sísmico final, los chequeos de aceptabilidad durante el comportamiento sísmico, la revisión del comportamiento sísmico, y el mantenimiento durante la vida de la estructura.

117

Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del comportamiento sísmico y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado.

2.2.2. Capacidad estructural.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario analizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo el análisis estático no lineal (análisis pushover) este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se suponen para aproximarse a un diagrama conocido como curva de capacidad. Esta curva relaciona la fuerza en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma se aplica una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con periodos propios de menores que 1 segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos de vibración. (Piralla)

2.2.3. Curva de capacidad.

La representación bilineal de la curva de capacidad, tal y como se verá más adelante, se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura.

En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias

propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Así por ejemplo, el desplazamiento de cedencia se puede definir como: a) el punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal, b) la intersección de la rigidez secante a través de la primera cedencia con la resistencia nominal y c) el desplazamiento en la primera cedencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último, también ha sido definido de diversas formas: a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico, b) el desplazamiento correspondiente al 20% o 50 % de la resistencia pico o nominal, y c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

El procedimiento propuesto en FEMA-273 (1996) para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional y puede describirse mediante los siguientes pasos:

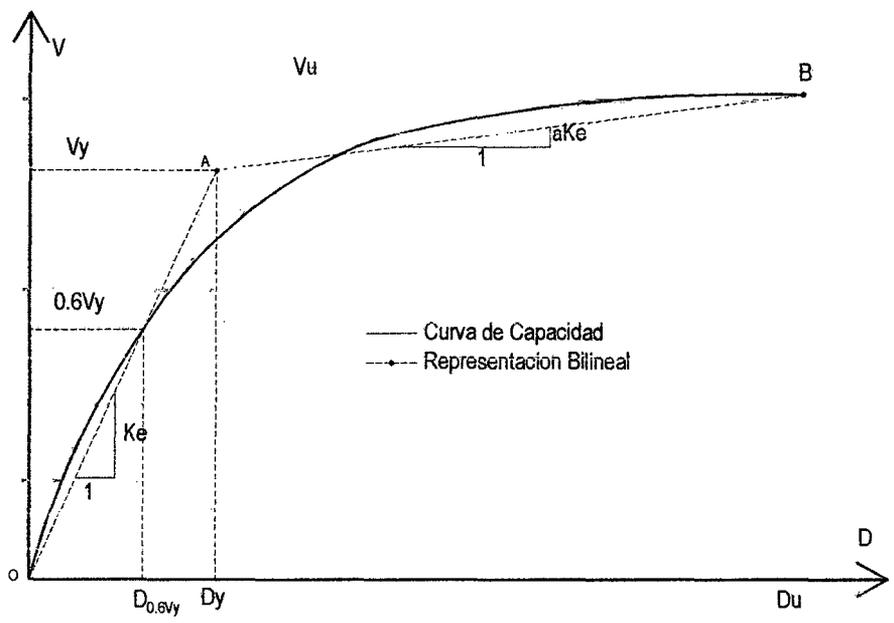
- a. Definición del desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 1.
- b. Cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
- c. Estimación del cortante basal de cedencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo.
- d. Cálculo de la pendiente inicial k_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen "O" y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.60 V_y^i$ (ver Figura 1). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.60 V_y^i$.
 - La pendiente K_e^i y corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

145

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad \dots \quad (1)$$

e. Cálculo del desplazamiento de cedencia D_y^i , el cual se define como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad \dots \quad (2)$$



Fuente: Artículo científico

Figura 1. Representación bilineal de la curva de capacidad - Procedimiento empleado en FEMA 273.

El punto A de la Figura 1, corresponde a un cortante basal V_y^i un desplazamiento D_y^i .

- f. Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, y AB (ver Figura 1).
- g. Cálculo del factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la cedencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u - V_y}{D_u - D_y}}{K_e} \quad \dots \quad (3)$$

- h. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, Abilineal.

114

i. Se determina el error ε en la representación bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad \dots \quad (4)$$

Si el error ε excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor de cortante basal de cedencia.

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad \dots \quad (5)$$

- Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor D_y^{i+1} (FEMA=273, 1997)

2.2.4. Nivel sísmico.

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos.

Diferenciales y efectos indirectos como maremotos, incendios y deslizamientos entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basada en el desempeño.

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada. Estos eventos sísmicos discretos se denominan "Movimientos sísmicos de diseño". Su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los

propietarios y usuarios de las estructuras. A continuación se presentan los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000 y al ATC-40.

2.2.4.1. Propuesta del comité VISION 2000

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISION 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia.

El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, es decir en el ejemplo anterior 10 % en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años. El período de retorno T_R (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_r = -\frac{t}{\ln(1-p_e)} \quad \dots \quad (6)$$

La Tabla 1 muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000.

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	INTERVALO DE RECURRENCIA	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 año	10 % en 100 años

Tabla 1. Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

2.2.4.2. Propuesta del ATC-40

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa "Earthquake".

- Sismo de servicio, SE: corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un periodo de retorno de 72 años. Éste se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas. Es el sismo ocasional de la Tabla 1.
- Sismo de diseño, DE: representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Es el sismo raro de la Tabla 1.
- Sismo máximo, ME: corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5% de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. Corresponde al sismo muy raro de la Tabla 1.

2.2.5. Punto de desempeño:

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- a) Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales,
- b) La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y
- c) La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995), (ATC, 1996).

A continuación se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos Por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el ATC-40 y el comité VISION 2000.

2.2.5.1. Propuesta del Comité VISION 2000

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir

cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). La Tabla 2 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser

Completo	Colapso	necesario demoler el edificio. Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.
----------	---------	---

Tabla 2. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOV Visión 2000 Committee, 1995)

2.2.5.2. Propuesta del ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

Niveles para los elementos estructurales

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras.

Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de "Structural Performance" y n es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación se describen estos 6 niveles de desempeño.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

- **Daño controlado, SP-2:** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- **Seguridad, SP-3:** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.
- **Seguridad limitada, SP-4:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **Estabilidad estructural, SP-5:** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales.
- **No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. NP Son las siglas de "Nonstructural Performance" y n es una letra que toma valores entre A y E.

- Operacional NP-A: los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- Ocupación inmediata NP-B: a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- Seguridad NP-C: pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- Amenaza reducida NP-D: se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
- No considerado NP-E: no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

Niveles para las estructuras

En la Tabla 3 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales.

Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Una descripción detallada de cada una de estas combinaciones puede consultarse en la referencia mencionada. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro

niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la Tabla 3 y se describen a continuación.

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aceptable
NR: COMBINACIÓN NO RECOMENDADA						

Tabla 3. Niveles de desempeño de las estructuras (ATC, 1996).

- **Operacional 1-A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
- **Ocupación inmediata 1-B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- **Seguridad 3-C:** la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no

estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

- **Estabilidad estructural 5-E:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

2.2.6. Objetivos de desempeño.

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural (Bertero, 1997).

2.2.6.1. Propuesta del comité VISION 2000

El comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo:

- a. estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.
- b. estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.

c. estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos. La Tabla 4 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño:

Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados. La Tabla 5 es un ejemplo que ilustra los objetivos para las estructuras básicas.

Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que desde el punto de vista práctico resultan excesivamente altos.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocupacional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 Años)		3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales/riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Tabla 4. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Visión 200 Comité, 1995).

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño mínimo
Frecuente	Totalmente operacional
Ocupacional	Ocupacional
Raro	Seguridad
Muy raro	Próximo al colapso

Tabla 5. Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas.

2.2.6.2. Propuesta del ATC-40

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración, la Tabla 6 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Ocupacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			✓	
Sismo Máximo, ME				✓

Tabla 6. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC, 1996).

2.2.7. Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño.

La construcción de viviendas en Perú como en el resto de los países latinoamericanos, se realiza principalmente en albañilería confinada. En general se ha reconocido que en este tipo de construcciones ha tenido un buen comportamiento en los terremotos que han afectado la región. Con el propósito de contribuir al diseño sísmico de ese tipo de edificios, en este trabajo se establecen los niveles de deformación asociados con diferentes estados de límites, para lo cual se aprovecha, la información de estudios experimentales de muros de albañilería confinada realizados.

El comportamiento de un muro de albañilería confinada depende de la calidad de la albañilería, de las dimensiones y de la cuantía de refuerzo de los elementos de

confinamiento, del trabajo conjunto que se logre entre el paño de albañilería y los elementos de confinamiento, de la esbeltez del muro y de la existencia de armadura horizontal en el paño de albañilería. Las armaduras de refuerzo de los elementos de confinamiento deben resistir tanto las tracciones que producen los momentos de flexión debido a las acciones que actúan en el plano del muro como los esfuerzos de flexión y corte que producen las cargas perpendiculares al plano del muro.

Además, es necesario una mayor concentración de estribos en las zonas por donde se tiende a propagar el agrietamiento del paño, zonas críticas (fig 2), para evitar que la grieta atraviese los pilares o la cadena del muro y se produzca una rotulación en los elementos de confinamiento.

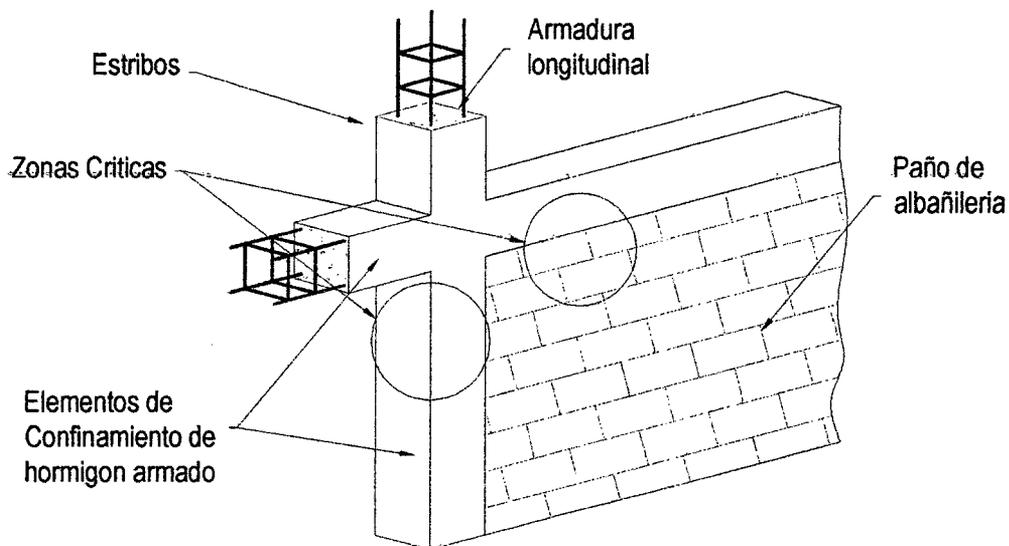


Figura 2. Configuración de un muro de albañilería confinada

2.2.7.1. Modos de fallas que pueden presentar este tipo de muros son los siguientes

- a. **Falla de flexión:** Este modo de falla se puede presentar en muros esbeltos, cuando se generan tracciones importantes en los pilares de confinamiento, produciéndose la fluencia de las armaduras longitudinales y una falla de compresión por flexión en el talón comprimido del muro.

b. Falla de corte por deslizamiento: Este modo de falla se produce por un deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta. Este deslizamiento produce un mecanismo del tipo "columna corta" en los pilares, como se muestra en la fig 3.

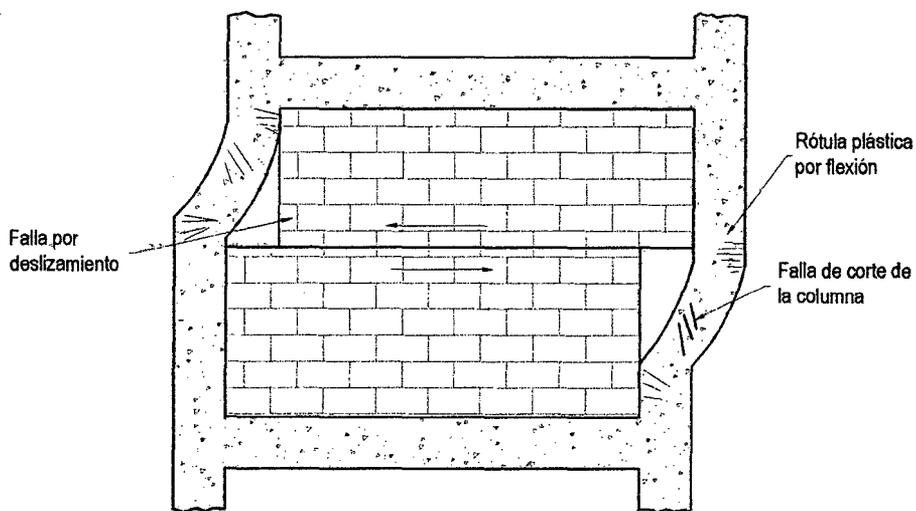


Figura 3. Falla de corte por deslizamiento

c. Falla de corte: Esta falla se caracteriza por un agrietamiento diagonal del paño de albañilería como se muestra en la fig 4 y es consecuencia de las tensiones de tracción diagonal que se producen en el paño. Para evitar la propagación de la grieta diagonal en los elementos de confinamiento es necesario reforzar las zonas críticas de estos elementos, especialmente cuando la albañilería es de buena calidad y el paño de albañilería es largo.

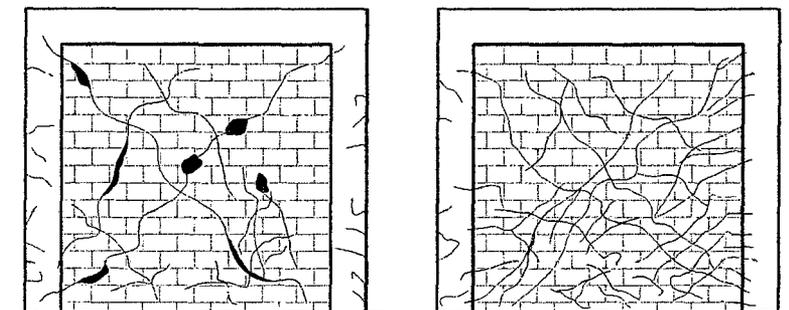


Figura 4. Falla de corte sin y con armadura horizontal en el paño

Falla de aplastamiento por compresión diagonal: Esta falla es producto del efecto de puntal que se produce cuando se separa el paño de albañilería de los elementos de confinamiento, como se muestra en la fig 5. Esta situación genera grandes tensiones de compresión en las esquinas del muro, las que pueden provocar la falla por aplastamiento de la zona cuando la albañilería es de baja calidad o cuando se usan unidades del tipo rejilla de paredes delgadas. (Gallegos, 1989; Paulay y Priestley, 1991):

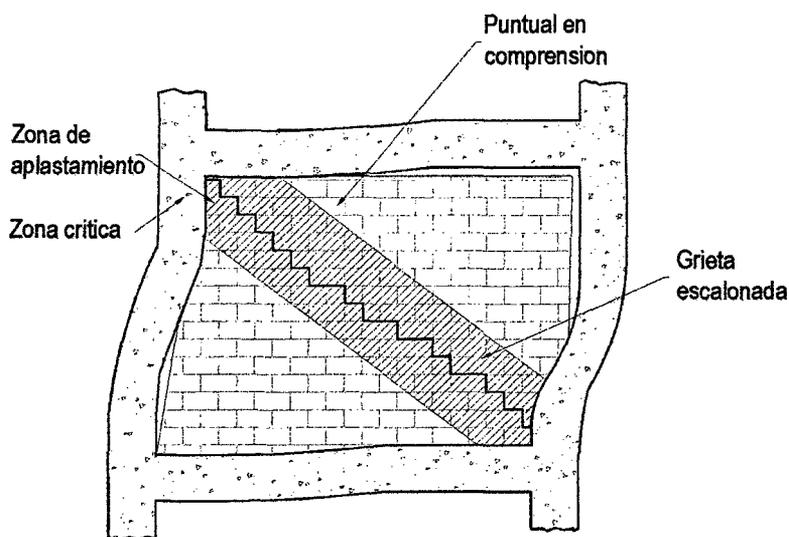


Figura 5. Falla por aplastamiento por compresión diagonal

2.2.7.2. Estados límites de muros de albañilería confinada

Los estados límites o los niveles de desempeño reconocidos en el diseño quedan definidos por un patrón de daños, el que depende del nivel de deformación (deriva o distorsión angular) alcanzado por los elementos primarios de una estructura (Bonelli, 1999).

Para los efectos de este trabajo, los estados límites que se reconocen en un muro de albañilería confinada son los siguientes:

- a. **Último nominal (ELU):** Estado más allá del cual no queda asegurado que no se producirá el colapso. Para efectos prácticos se ha considerado que este estado se alcanza cuando el muro ha experimentado un deterioro del 20% de la fuerza máxima resistida

durante el ensayo. Para este estado, los daños del muro son apreciables, observándose grietas de gran ancho (10 mm o más) y difíciles de reparar. Además de la degradación de la resistencia (20%) se presenta un importante deterioro de la rigidez.

- b. Resistencia (ELR):** Estado en el cual el muro alcanza la máxima capacidad de carga. El muro presenta un daño importante pero tiene un margen razonable de seguridad contra el colapso parcial o total.
- c. Daño controlado (ELDC):** Estado en el cual se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal. El estado del muro permite repararlo en un tiempo razonable y no hay ningún riesgo para las personas y los contenidos.
- d. Operacional (ELO):** Estado en el cual se presenta el inicio del agrietamiento diagonal. El daño del muro es muy limitado, conservando toda su capacidad resistente y parte importante de su rigidez; el riesgo para los habitantes como resultado de este daño es nulo.
- e. Servicio (ELS):** Estado en el cual se presenta el inicio de agrietamiento visible del muro y corresponde al nivel donde se produce el término del rango elástico de respuesta del muro.

2.2.7.3. Análisis sísmico en muros de mampostería

Cuando se acopla la mampostería a la estructura, es importante considerarle en el análisis sísmico debido a la gran rigidez que ésta tiene. Existen dos caminos para estudiar el tema, el primero con micro modelos basados en elementos finitos, que no se aborda en este apartado y el segundo con macro modelos que son aproximados pero que dan una buena aproximación.

De igual manera, existen modelos para el análisis elástico y para el análisis inelástico. Para incorporar la mampostería al análisis sísmico de estructuras. Como todo este libro está orientado al análisis elástico de estructuras se presenta un macro modelo para el rango elástico, mediante una diagonal equivalente.

Es importante realizar esta aclaración ya que dentro de los macro modelos para el rango elástico, existen modelos numéricos de cálculo en base a dos diagonales equivalentes, a tres diagonales o a cinco diagonales. König (1991); Chrysostomou (1991), Syrmakizis y Vratsanou (1986). La selección de estos modelos depende del grado de seguridad que se desee tener el estudio y de los intereses que persigue el investigador. En Crisafulli (1997) se tiene un acopio de estos y otros modelos para la incorporación de la mampostería al análisis estructural mediante micro y macro modelos, para el rango elástico e inelástico.

En la figura 6 se presenta un marco con la mampostería, en una posición deformada. En ella se aprecia que al deformarse la estructura por efecto de una acción sísmica, una parte de la mampostería trabaja a compresión, que en la figura está achurada, a esta parte que trabaja a compresión se la modela como una diagonal que tiene un ancho equivalente. La otra diagonal de la mampostería trabaja a tracción y como este material a tiene una baja capacidad a tracción, muy probablemente se produzcan fisuras si el movimiento es intenso.

Lo importante de la figura 6, es identificar la nomenclatura utilizada, ya que a continuación se indican varios modelos para hallar las dimensiones de la diagonal equivalente, en forma cronológica de publicación.

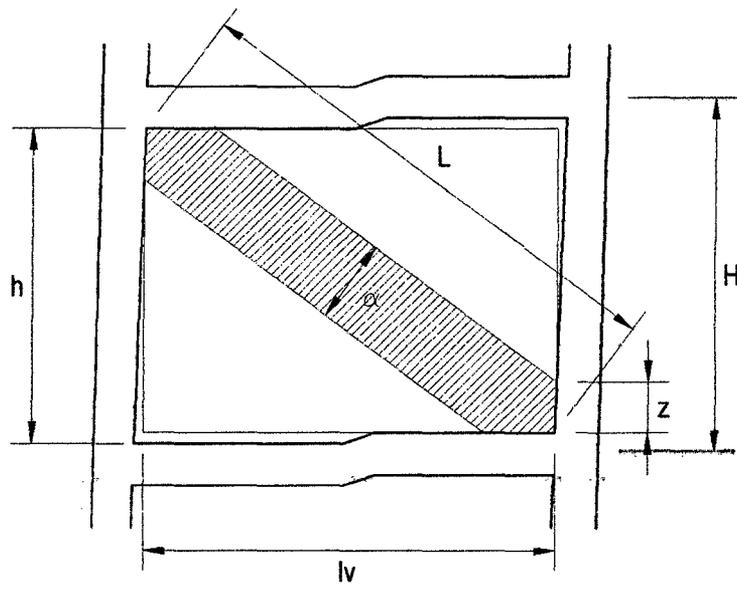


Figura 6 Diagonal equivalente de la mampostería.

- **Modelo de Holmes (1961)**

Holmes (1961) fue el primero en proponer el ancho equivalente de la diagonal equivalente, de la siguiente forma.

$$a = \frac{L}{3} \quad \dots \quad (7)$$

Donde:

L es la longitud de la diagonal equivalente. Al estar definido el ancho a se puede calcular el área de la sección transversal multiplicando por el espesor de la mampostería.

Posteriormente, Stafford (1962, 1966) define el parámetro adimensional λ_h que será muy utilizado por otros investigadores como una relación entre la rigidez de la mampostería con respecto a la rigidez del pórtico.

$$\lambda_h = H \left[\frac{E_m \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right]^{\frac{1}{4}} \dots \quad (8)$$

Donde

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería;

t = espesor de la mampostería;

θ = ángulo de inclinación de la diagonal;

E_c = módulo de elasticidad del hormigón;

I_{col} = momento de inercia promedio de las columnas adyacentes;

h = altura col de la mampostería;

H = altura del pórtico como se aprecia en la figura 3.18. Si se considera que $h \approx H$ y que $\text{Sen } 2\theta = 1$ la ecuación (3.24) queda:

$$\lambda_h \approx \left[\frac{E_m \cdot t \cdot H^3}{4E_c I_{col}} \right]^{\frac{1}{4}} \dots \quad (9)$$

La ecuación (8) es adecuada para mamposterías en las cuales θ este alrededor de los 45 grados.

2.2.7.4. Análisis sísmico basado en fuerzas

Por la importancia de algunas estructuras, éstas han de requerir que su diseño y análisis sea del tipo lineal elástico. Estas estructuras de respuesta elástica no requieren una metodología muy complicada al enfrentar su análisis y/o diseño, puesto que se espera que respondan según la teoría básica de la elasticidad.

Para una estructura con respuesta elástica lineal la máxima fuerza desarrollada, F_{el} , está relacionada a una única deformación, Δ_{max} , siendo en este caso indistinto el uso de métodos por fuerzas o desplazamientos.

Sin embargo, para una estructura con respuesta inelástica se observa que los niveles de resistencia última son afectados por un factor de reducción, R_2 ó R_3 , relativo al nivel de respuesta elástico, según se muestra en la figura 7. Ésta es una simplificación, dicho factor de reducción trata de incorporar la propiedad

inelástica que, se sabe, posee el sistema luego de que se alcanza ciertos niveles de demanda.

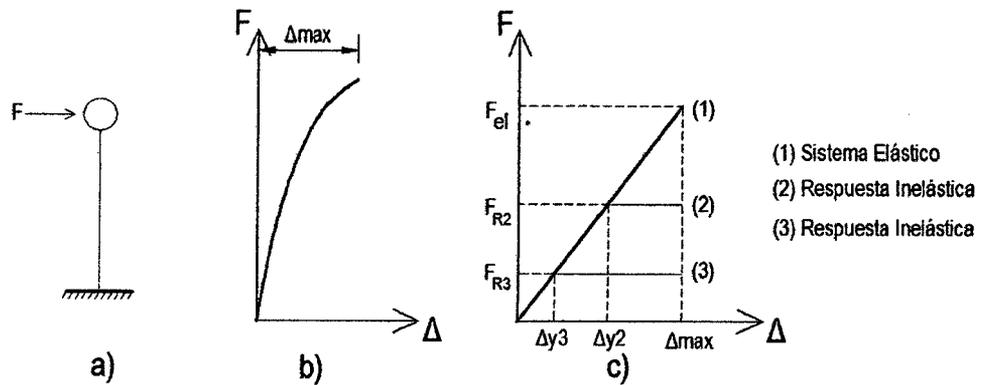


Figura 7 Idealización del Sistema Estructural. a) Sistema de un grado de libertad. b) Perfil de deformación. c) Relación Fuerza-Desplazamiento en el tope de la estructura.

Esta técnica resulta muy práctica y, en ocasiones, parece haber dado buenos resultados en los diseños de algunas estructuras. Pero esto no siempre es así. A veces encontramos estructuras complejas en su configuración y composición estructural y en la realidad terminan comportándose de manera muy distinta a la que podríamos haber previsto. Esto se debe, en parte, a que la técnica descrita anteriormente para tratar de simular el comportamiento inelástico de una estructura presenta en ciertos casos algunas debilidades o problemas.

2.2.7.5. Problemas con el diseño sísmico basado en fuerzas

Un problema fundamental con el diseño basado en fuerzas, particularmente cuando tratamos con estructuras de concreto y mampostería reforzada, es la selección apropiada de los miembros que aportan rigidez. La rigidez de un miembro o componente está basada, comúnmente, en la geometría de la sección transversal y, en otras ocasiones, por consideraciones de agrietamiento. Claramente, el valor de la rigidez asumida afecta significativamente el diseño por fuerzas.

El pre-dimensionamiento hecho en el diseño tiene influencia sobre el porcentaje de la fuerza que cada elemento toma del total de la fuerza sísmica.

Este porcentaje se da en proporción de la rigidez que corresponda a cada miembro que compone la estructura. Pero esta rigidez asumida para cada elemento ha de ser válida hasta cierto nivel de demanda, luego es posible que algunos elementos componentes de la estructura cambien su rigidez asumida antes que otros.

Tradicionalmente asumimos que la rigidez es independiente de la resistencia para una sección dada. Para examinar esta suposición consideremos la rigidez a flexión, la cual puede ser adecuadamente estimada de la relación momento-curvatura, en concordancia con la ecuación de la viga:

$$EI = M_n / \phi_y \dots (10)$$

Donde:

M_n = capacidad de momento nominal

ϕ_y = curvatura de fluencia, basada en la representación bi-lineal del momento-curvatura.

La suposición de la rigidez constante de un miembro implica que la curvatura es directamente proporcional a la resistencia por flexión (ver figura 8). Sin embargo, análisis detallados y evidencia experimental muestran que esta suposición es inválida; siendo la rigidez sensiblemente proporcional a la resistencia y la curvatura de fluencia esencialmente independiente de la resistencia, para una sección dada (ver figura 8).

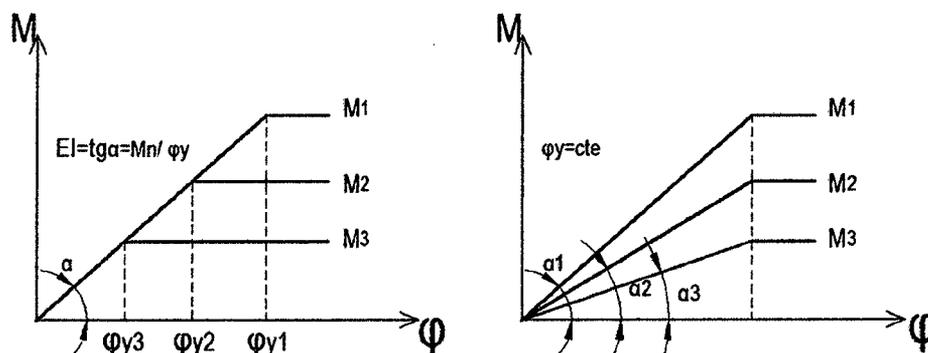


Figura 8 Influencia de la resistencia en la relación momento curvatura.

Izquierda: Hipótesis usualmente asumida en el diseño. Derecha: Condición realista.

Como consecuencia de esto, no es posible obtener un resultado exacto del periodo elástico del sistema ni de la distribución elástica de la resistencia de la estructura hasta que la resistencia de cada uno de sus componentes estructurales haya sido calculada previamente con el cuidado del caso.

Un principio clave en el diseño basado en fuerzas, en la práctica común, es que un único valor del factor de reducción de la fuerza sísmica puede ser asignado para distintos sistemas estructurales que tienen en común la misma tipología. Así, dependiendo del código de diseño que se esté usando, factores de reducción de 8 y 4 podrían ser usados para sistemas de pórticos de concreto armado y albañilería, respectivamente. Sin embargo esta práctica podría resultar inapropiada cuando enfrentamos sistemas complejos como el que se muestra en la figura 9.

Como se puede notar, al usar un único factor de reducción de la fuerza sísmica para todo el sistema estamos sugiriendo que todos los elementos del sistema han de comportarse igual. Sin embargo, algunos elementos componentes de la estructura van a alcanzar su resistencia última antes que otros y su aporte a la rigidez global del sistema serán, para entonces, despreciable.

En la figura 9, se muestra un sistema aporticado con elementos que poseen la misma sección geométrica, aunque podrían tener distintos refuerzos.

Como se puede comprobar fácilmente, la columna de altura H_1 , en el primer piso, va a tomar más fuerza cortante que el resto de las columnas del mismo nivel ante la acción de fuerzas laterales. Dependiendo de la exigencia que las cargas aplicadas impongan sobre la estructura, dicha columna podría llegar a sufrir una degradación importante en su rigidez y, de esta manera, dejaría de ser un elemento que aporta a la rigidez lateral del sistema, mientras

las otras columnas siguen en pie para soportar la acción de las cargas persistentes.

Ante la demanda sísmica algunas columnas (como las más cortas) van a presentar mayor rigidez lateral que otras y van a presentar menor capacidad de ductilidad por desplazamiento. Por tanto, el uso de un único valor de reducción de la fuerza sísmica "R" podría estar obviando esta diferencia de comportamiento entre las columnas más cortas y las más largas. Sin embargo, se deberían tener claras las diferencias que existen entre los distintos elementos para comportarse como parte de una estructura global.

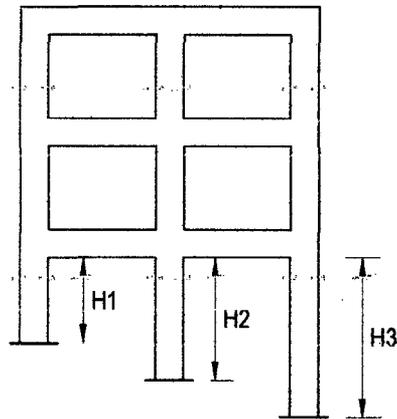


Figura 9 Esquema de un sistema estructural tipo aporticado con elementos que poseen distintas rigideces laterales.

Cuando enfrentamos un análisis o diseño basado por fuerzas, al hacer la reducción de la fuerza sísmica contamos con un intervalo de deformación de la estructura para un mismo nivel de resistencia última. Otro problema que surge aquí es que, para el mismo nivel de resistencia última, la estructura podría estarse deformando con un nivel de daño que es poco o nada legible vía esta metodología. Como estos, algunos otros ejemplos de debilidades con las que cuenta el análisis y diseño de estructuras, por el método de fuerzas, son señalados por Priestley (2007).

2.2.8. Análisis sísmico métodos no lineales

Con la experiencia que los ingenieros han adquirido de investigaciones y eventos pasados, hoy sabemos que muchos de los sismos que ocurren pueden dañar severamente las edificaciones, causando en éstas comportamiento inelástico que disipa energía. La suposición de que los edificios responden elásticamente simplifica el trabajo del ingeniero pero dificulta el entendimiento básico del comportamiento real de la estructura.

El uso de procedimientos tradicionales para el análisis de las edificaciones existentes puede llevar a conclusiones erróneas y/o asumir costos innecesariamente altos para reforzamientos.

Procedimientos de análisis relativamente nuevos ayudan a describir el comportamiento inelástico de los componentes estructurales de un edificio. Estas técnicas pueden estimar, con mayor precisión, el comportamiento real de un edificio durante un movimiento específico del suelo.

Algunos de estos métodos, como el método N2 (Fajfar, 2000) o el método de la estructura sustituta (Chopra & Goel, 1999) por mencionar algunos, buscan incorporar las características no-lineales del comportamiento de una estructura en su análisis. Pero todos estos métodos tienen mucho en común en cuanto a la necesidad de contar con información referida al comportamiento de los elementos componentes. Deben manejarse bien los conceptos sobre la ductilidad de los materiales, la ductilidad de los elementos y la ductilidad de la misma estructura. Debe tenerse familiaridad con la construcción de los gráficos que relacionan el momento flector con la curvatura ya que de estos se infieren otros tipos de gráficos que serán de utilidad para describir la relación entre las demandas impuestas en los elementos componentes, y sobre la misma estructura en consecuencia, con la respuesta de los mismos.

2.2.8.1. Ductilidad y tipos de ductilidad

Esta propiedad está referida a la capacidad que posee una estructura, elemento o material, para deformarse inelásticamente (más allá de la deformación de

fluencia) sin perder de manera significativa su resistencia debido a la demanda impuesta por fuerzas externas o inducidas. Esta capacidad puede ser medida por el cociente de las deformaciones últimas entre las deformaciones de fluencia. Estas deformaciones pueden ser medidas como desplazamientos, giros, curvaturas, etc. y son debidas a fuerzas inerciales, cortantes, cargas axiales, momentos.

El cálculo de la ductilidad de la estructura global podría ser llevado a cabo mediante un análisis estático incremental (pushover) o por medio de análisis dinámicos, que son más complejos en su desarrollo pero más confiables. En algunos casos, en los que se opta por los análisis estáticos, se suele idealizar el comportamiento global como un mecanismo rígido-plástico. Pero, a pesar de ser más sencillo, el análisis estático incremental está sujeto a varias suposiciones que el ingeniero estructural deberá enfrentar para obtener la mejor idealización.

En estos tiempos, a diferencia de décadas pasadas, ya se cuenta con una vasta información referida al comportamiento de los materiales y su influencia en el comportamiento de una estructura, pasando por el comportamiento de cada uno de los elementos que la componen.

Así, los siguientes tipos de ductilidad referidas a la capacidad de la estructura y de sus elementos componentes se pueden distinguir:

- Ductilidad del material (o ductilidad axial), la cual caracteriza las deformaciones plásticas del material.
- Ductilidad de la sección transversal (o ductilidad de curvatura), la cual es referida a las deformaciones de la sección donde se considera el aporte e interacción entre los materiales que componen dicha sección.
- Ductilidad de los miembros (o ductilidad de rotación), la cual es referida a las propiedades de cada miembro componente de la estructura.

- Ductilidad de la estructura (o ductilidad de desplazamiento), la cual considera el comportamiento de la estructura global.

Así se tiene claro, por ejemplo, que si se espera que un elemento de concreto armado se comporte de manera dúctil, pues por lo menos alguno de los materiales que lo componen ha de tener dicha propiedad. Se sabe que un elemento con buen confinamiento lateral (por medio de estribos o zunchos), en las zonas de mayor sollicitación, muestra un incremento importante en la capacidad de ductilidad. Se conoce también que un elemento con carga axial reduce su capacidad de ductilidad; pero, para niveles bajos de dicha carga axial, puede sufrir un ligero incremento en su resistencia última. Sin embargo, especialmente en el caso de columnas, es necesario contar con un buen detalle del confinamiento lateral cuando dicha carga axial supera el 10% de la capacidad última, para garantizar un mejor comportamiento dúctil de la sección crítica.

TIPO DE DUCTIBILIDAD	PRESENTACION ESQUEMATICA	DEFINICION
DUCTIBILIDAD DEL MATERIAL (AXIAL)		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
DUCTIBILIDAD DE LA SECCION (CURVATURA)		$\mu_{\chi} = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
DUCTIBILIDAD DEL MIEMBRO (ROTACION)		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
DUCTIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA (DESPLAZAMIENTO)		$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

Figura 10 Tipos de ductilidad.

Por otro lado, para evaluar la ductilidad requerida, es necesario recoger la información pertinente referida a las condiciones de sitio. En ocasiones, dependiendo del nivel de coincidencia de los periodos del movimiento del terreno de fundación con los periodos de las estructuras, emplazadas sobre dichos terrenos, un efecto de amplificación de la ductilidad requerida (de demanda) ha de ser tomado en cuenta. Así, las condiciones de sitio, la distancia a la fuente de excitación y algunos otros factores relacionados a la geografía y geología del suelo, han de influenciar en la ductilidad requerida.

2.2.8.2. Relación momento-curvatura

En las regiones donde la actividad sísmica es parte de la realidad el entendimiento sobre el comportamiento de las estructuras cobra mayor importancia. En la actualidad, muchas estructuras son diseñadas para soportar los embates de la demanda sísmica permitiéndose que éstas experimenten deformaciones plásticas que se traducen en la disipación de la energía absorbida. La medida de estas deformaciones puede ser traducida en rotaciones o desplazamientos por flexión de los miembros que componen la estructura. La deformación de los miembros a flexión en la cedencia y en el momento último depende principalmente de la relación momento-curvatura.

La figura 11 muestra un elemento inicialmente recto de un miembro de concreto reforzado con momentos de extremos y fuerzas axiales iguales. El radio de curvatura R se mide hasta el eje neutro. El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro K_d , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión ϵ_c y la deformación del acero a tensión ϵ_s , varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión.

Considerando únicamente un pequeño elemento de longitud d_x del elemento, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento:

Por otro lado, para evaluar la ductilidad requerida, es necesario recoger la información pertinente referida a las condiciones de sitio. En ocasiones, dependiendo del nivel de coincidencia de los periodos del movimiento del terreno de fundación con los periodos de las estructuras, emplazadas sobre dichos terrenos, un efecto de amplificación de la ductilidad requerida (de demanda) ha de ser tomado en cuenta. Así, las condiciones de sitio, la distancia a la fuente de excitación y algunos otros factores relacionados a la geografía y geología del suelo, han de influenciar en la ductilidad requerida.

2.2.8.2. Relación momento-curvatura

En las regiones donde la actividad sísmica es parte de la realidad el entendimiento sobre el comportamiento de las estructuras cobra mayor importancia. En la actualidad, muchas estructuras son diseñadas para soportar los embates de la demanda sísmica permitiéndose que éstas experimenten deformaciones plásticas que se traducen en la disipación de la energía absorbida. La medida de estas deformaciones puede ser traducida en rotaciones o desplazamientos por flexión de los miembros que componen la estructura. La deformación de los miembros a flexión en la cedencia y en el momento último depende principalmente de la relación momento-curvatura.

La figura 11 muestra un elemento inicialmente recto de un miembro de concreto reforzado con momentos de extremos y fuerzas axiales iguales. El radio de curvatura R se mide hasta el eje neutro. El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro K_d , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión ϵ_c y la deformación del acero a tensión ϵ_s , varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión.

Considerando únicamente un pequeño elemento de longitud d_x del elemento, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento:

$$\theta = \frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c \cdot dx}{kd} \dots (11)$$

$$\text{Pero: } \varphi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} \dots (12)$$

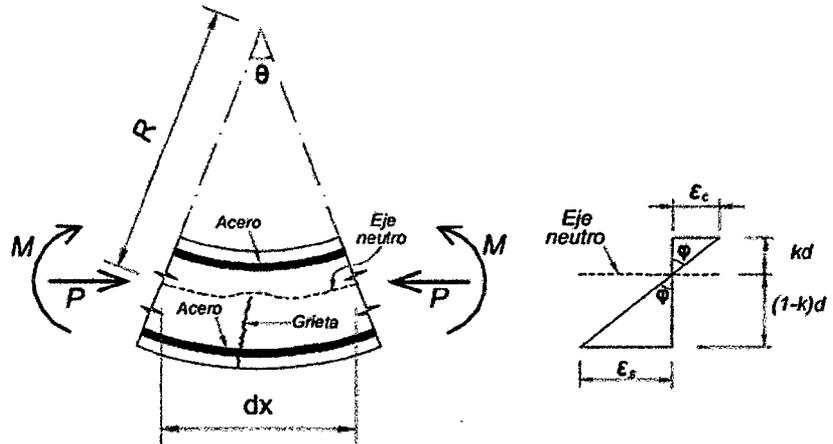


Figura 11 Deformación de un miembro a flexión. Izquierda: Elemento del miembro. Derecha: Distribución de deformaciones unitarias.

Entonces, $1/R$ es la curvatura (la rotación por unidad de longitud) y está dada por el símbolo.

Es posible deducir curvas momento-curvatura para secciones de concreto reforzado con flexión y carga axial, en base a suposiciones semejantes a las utilizadas para la determinación de la resistencia a flexión. Se supone que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión y que se conocen las curvas esfuerzo-deformación para el concreto y el acero.

Las curvaturas asociadas con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales pueden determinarse utilizando estas suposiciones y a partir de los requerimientos de compatibilidad de deformación y equilibrio de las fuerzas.

Una descripción detallada para entender este proceso se encuentra en la referencia bibliográfica.

A partir de las relaciones momento-curvatura es posible calcular la rotación y deflexión de un miembro integrando las curvaturas a lo largo del mismo. Ya que la curvatura se define como la rotación por longitud unitaria del miembro, la relación:

$$\theta_{AB} = \int_A^B \varphi \cdot dx \dots (13)$$

Proporciona la rotación entre dos puntos cualesquiera A y B del miembro en que dx es un elemento de longitud del miembro (ver figura 12).

La rotación $d\theta$ es igual a $\varphi \cdot dx$, en que φ es la curvatura del elemento. La deflexión transversal $d\Delta$ en el punto A, desde la tangente al eje del miembro en el extremo empotrado B, debido a la rotación $d\theta$ entre los extremos del elemento, es $x \cdot d\theta$ ó $x \cdot \varphi \cdot dx$. Entonces, la deflexión total entre A y B es:

Cabe notar, en este punto, que las formulaciones mostradas ignoran el efecto del aumento de rigidez de los miembros, debido a la tensión que transmite el concreto entre las grietas, al igual que las deformaciones adicionales provocadas por las grietas a tensión diagonal debidas al cortante y por deslizamiento de adherencia del refuerzo

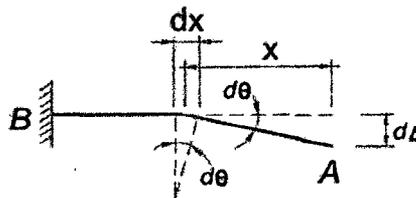


Figura 12 Deflexión debida a deformación por flexión de un elemento.

2.2.8.3. Capacidad, Demanda y Desempeño de una estructura

La "capacidad" está dada por la historia de la resistencia de la estructura conforme alcanza ciertos niveles de deformación, aún más allá de su comportamiento elástico.

La "demanda" es medida a partir de la excitación del suelo de fundación que produce patrones de deformación en la estructura, medida por desplazamientos, por ejemplo.

Luego de haber definido las curvas de capacidad y demanda, en un formato en el que ambas son leídas en las mismas coordenadas, el nivel de "desempeño" (performance) puede ser juzgado para verificar que la estructura (y los componentes no estructurales) responderán de manera adecuada según los límites de aceptabilidad.

La tendencia actual de la ingeniería sísmica es la de buscar un mejor control del desempeño de una edificación sujeta a distintos niveles de intensidad sísmica. Si bien el objetivo del diseño sísmico siempre ha sido el de concebir estructuras que tengan un comportamiento, o un "desempeño", favorable ante eventos sísmicos, el criterio actual de diseño sísmico basado en el desempeño pretende no sólo predecir de manera más clara el comportamiento estructural sino incluso controlarlo, con el objeto de asegurar un desempeño adecuado acorde con la funcionalidad e importancia de la edificación.

El diseño sísmico por desempeño, en su concepción actual, se define como la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración, aseguramiento y detallado para sus componentes estructurales y no estructurales, y el aseguramiento y control de la calidad de la construcción y mantenimiento a largo plazo, tal que, para un nivel de movimiento del terreno dado con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañará más allá de ciertos estados límites u otros estados de utilidad (Vision 2000).

La idea esencial de esta filosofía es que una edificación diseñada con estos criterios sea capaz de tener un desempeño adecuado cuando ésta

se encuentre sujeta a demandas sísmicas asociadas a intensidades de diseño correspondientes al sitio en que se encuentra emplazada. Así, en la actualidad, para los niveles de desempeño que debiera presentar una estructura ante una demanda sísmica, el Comité Vision 2000 define las siguientes clasificaciones:

- **Ocupación inmediata (IO):** Nivel de desempeño en el que se espera que las edificaciones presenten daño nulo o de escasa magnitud en sus elementos estructurales y un daño mínimo en los componentes no estructurales. La edificación es segura para la reocupación inmediata luego de la ocurrencia de un sismo fuerte, la reutilización de los servicios es también inmediata y el riesgo de pérdidas de vidas humanas es muy bajo.
- **Seguridad de vida (LS):** En este estado límite los edificios pueden presentar daño significativo en componentes estructurales y no estructurales. Existe la posibilidad de que antes de utilizar de nuevo la edificación se tenga la necesidad de hacer reparaciones. Sin embargo, en algunos casos el daño será de tal magnitud que la reparación será económicamente impráctica. El riesgo de pérdida de vidas en este nivel de desempeño es bajo.
- **Prevención del colapso (CP):** En este nivel se espera que la edificación sufra daños significativos en sus componentes estructurales y no estructurales.

Debido a la falla de estos últimos, la seguridad de la vida de los ocupantes no es garantizada, pero considerando que la estructura del edificio no colapsará totalmente, se espera que las pérdidas humanas no sean de gran magnitud. La estructura difícilmente podrá ser reparada y no es segura para la reocupación, incluso, muchos de los edificios que alcancen este estado límite tendrán pérdidas económicas totales.

Para saber si la estructura de una edificación cae en una u otra de las clasificaciones descritas, algunos ingenieros usan como parámetros

indicadores del desempeño las distorsiones de entrepiso que alcanzaría la edificación bajo el nivel de sollicitación sísmica de evaluación. Pero las distorsiones de entrepiso no son los únicos indicadores del nivel de desempeño; así hoy se cuenta, también, con los criterios de aceptación del FEMA relativos al daño que se pudiera presentar en los distintos elementos que componen la estructura.

2.2.8.3.1. Procedimientos de análisis estático no-lineal simplificado.

Como ya se mencionó anteriormente, los análisis que se saben más precisos y confiables son aquellos que tratan de incorporar en su desarrollo todas las características de la estructura y de la demanda. En ese sentido, lo más recomendable sería realizar análisis del tipo dinámicos no-lineales. Sin embargo, a pesar de los avances con que se cuenta en la actualidad, en cuanto al conocimiento dinámico de las estructuras y el aporte de los programas de cómputo que ayudan a enfrentar los cálculos complejos, aún se tienen limitaciones que no hacen posible la utilización de este tipo de análisis en todos los casos.

Debido a lo anterior, y ante la necesidad de contar con herramientas accesibles a los ingenieros, en el tiempo se han desarrollado varios procedimientos simplificados de análisis no-lineal para evaluar el comportamiento sísmico de estructuras de edificios en tres dimensiones. La mayoría de estos estudios se basan en análisis del empujón en dos dimensiones en los que la estructura tridimensional se evalúa a partir de las curvas de comportamiento de los marcos planos que la forman.

A partir de la generación de la curva de capacidad, mediante la utilización de estos procedimientos de análisis estático no-lineales, se puede proporcionar información acerca de la rigidez inicial, de la rigidez de post-fluencia, de la resistencia de la estructura y de la

evolución del daño hasta el colapso para niveles crecientes de cortante basal.

La naturaleza de estas metodologías que simplifican el trabajo de análisis las hace susceptibles de cargar con ciertos errores en la obtención de los resultados pero, por diversos estudios realizados, se sabe que se pueden lograr buenas aproximaciones a la respuesta real.

2.2.8.3.2. Esquema típico del flujo de trabajos a realizar en el análisis no-lineal simplificado

La figura 13 se muestra, a manera de ayuda gráfica, el flujo de trabajo a realizarse para encontrar la Capacidad de la estructura. A partir de este punto, existen una variedad de propuestas para encontrar el punto de Desempeño de la misma. Hoy encontramos métodos, como el método N2 (Fajfar, 2000), el método de la estructura sustituta (Chopra & Goel, 1999) o el método del Espectro de Capacidad (ATC40, 1996), que proponen distintas formulaciones o técnicas para reducir la respuesta estructural a una equivalente de un grado de libertad (1GDL). Para el presente trabajo se ha elegido una de estas, por su práctica aplicación y entendimiento, que será descrita en el capítulo siguiente.

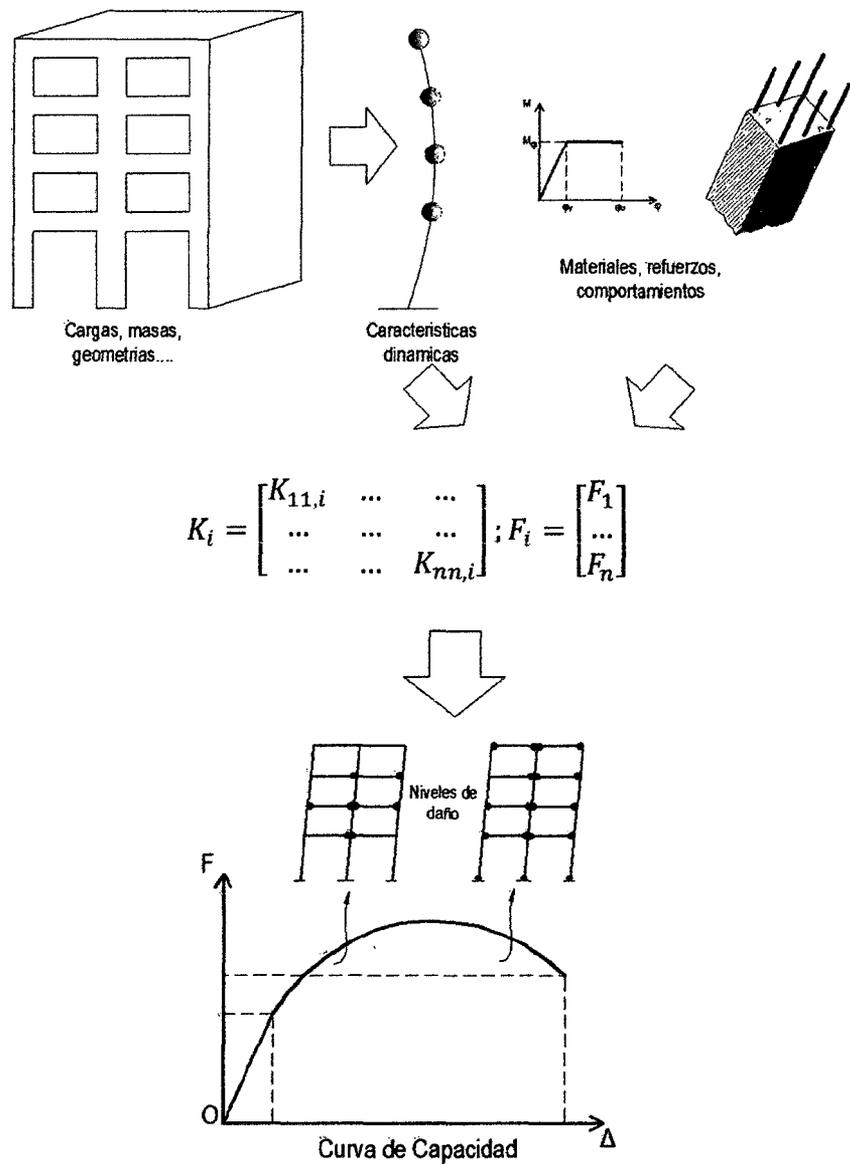


Figura 13 Pasos típicos a seguir en el análisis no-lineal simplificado.

2.2.8.4. Espectro de capacidad

2.2.8.4.1. Obtención de la curva de capacidad de la estructura

La capacidad de la estructura puede ser representada por una curva pushover. Ésta representa la relación entre la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento máximo asociado en el tope de la misma. Por lo general se usa un patrón de

distribución de la fuerza lateral, a lo largo del eje vertical del edificio, que corresponde a la primera forma modal. Este proceso es independiente del método usado para el cálculo de la demanda y proporciona información valiosa para el ingeniero estructural.

La capacidad general de una estructura depende de la resistencia y la habilidad de deformación de los componentes individuales de la estructura.

Este procedimiento usa una serie de secuencias de análisis elásticos superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de la estructura.

A diferencia del análisis estático lineal, en estructuras de concreto armado, esta técnica implica el conocimiento del refuerzo en cada sección de los elementos que componen la estructura a ser analizada. Esto se debe a que el refuerzo (o la cuantía asociada) es influyente en la determinación del momento plástico. Como herramientas para afrontar este tipo de análisis, se recomienda tener cierta familiaridad con la determinación del momento plástico de una sección de concreto armado ya sea con la construcción de gráficas de momento curvatura o momento-rotación, además del planteamiento adecuado del sistema de ecuaciones que caracterizan a la estructura que será afectada por fuerzas externas (esto haciendo uso de análisis matricial por ejemplo).

El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta la reducción de la resistencia de la estructura debido a la fluencia de algunos de los componentes estructurales. Una distribución de la fuerza lateral es aplicada, nuevamente, hasta la ocurrencia significativa de la fluencia de otros componentes estructurales. Este proceso es continuado hasta que la estructura

se vuelve inestable o hasta que límites preestablecidos son alcanzados.

El procedimiento del pushover ha sido presentado en una variedad de formas para uso en una variedad de metodologías. Como el nombre lo implica, el procedimiento consiste en una serie de empujones horizontales, con un patrón de carga prescrito, incrementalmente, hasta que la estructura alcanza un estado límite. Existen varios niveles de sofisticación que podrían ser usados para el análisis pushover. A continuación se mencionan algunas alternativas de análisis:

- Simplemente, aplicar una fuerza singular horizontal concentrada a nivel del tope (la parte más alta) de la estructura. Esto es razonable, generalmente, en estructuras de un solo nivel.
- Aplicar fuerzas laterales, a nivel de cada entrepiso, en proporción a lo establecido en el procedimiento estándar del código correspondiente, sin la fuerza concentrada a nivel del tope de la estructura.
- Aplicar fuerzas laterales, a nivel de los entrepisos, en proporción a sus masas y la forma del modo fundamental del modelo elástico de la estructura (por ejemplo: $w_i \cdot \phi_i \cdot V / \sum_i w_i \cdot \phi_i$).
- Igual que en caso anterior, pero hasta la primera fluencia significativa que represente un cambio importante en la rigidez del sistema. Luego, para cada fase subsecuente, se recalcula el patrón de fuerzas laterales a ser aplicado, según la forma de modo correspondiente al nuevo sistema de rigidez (degradado).

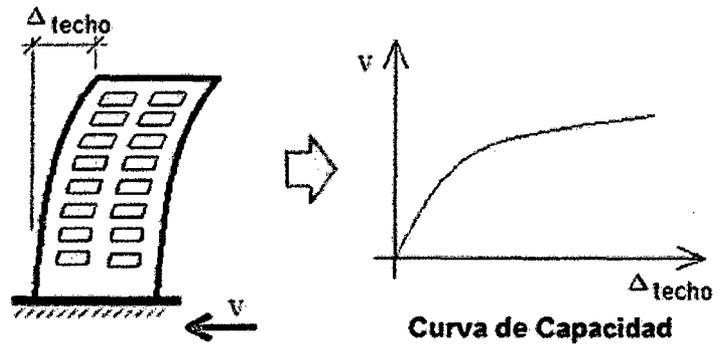


Figura 14 Representación de la curva de Capacidad.

2.2.8.5. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, la cual está descrita en términos de la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento (asociado a dicha fuerza) en el tope de la misma, en un espectro de respuesta en el formato de aceleración - desplazamiento (ver figura 15).

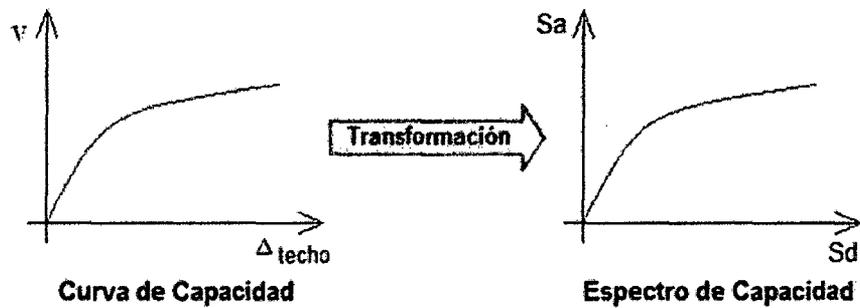


Figura 15 Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad.

Para esto será necesario recurrir a las siguientes transformaciones:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}) / g}{\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}^2) / g} \quad \alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N (\omega_i) / g] \cdot [\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}^2) / g]}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots (14)$$

Dónde:

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 = Coeficiente modal de masa para el primer modo natural

g = Aceleración de la gravedad

w_i = Peso correspondiente al nivel "i"

$\phi_{i,1}$ = Coeficiente de forma modal del nivel "i" en el modo "1"

V = Fuerza cortante en la base

W = Carga permanente más un porcentaje de la carga viva, total del edificio

Δ_{techo} = Desplazamiento en el tope de la estructura

S_a = Aceleración espectral

S_d = Desplazamiento espectral

2.2.8.6. Obtención del espectro de demanda

A partir del conocimiento de las condiciones de sitio es posible establecer parámetros que representen dichas condiciones para construir, posteriormente, el espectro de demanda correspondiente a la zona en la que se va a realizar la evaluación estructural. Para el uso del espectro de demanda, éste se debe construir, en primera instancia, sin ningún tipo de reducción, considerando únicamente un amortiguamiento inherente del sistema en su fase elástica (típicamente del 5%). Luego se construirá una familia de espectros que, partiendo del primero, ayudarán a encontrar el punto de desempeño de la estructura; esta reducción se puede realizar según distintos criterios usados en la actualidad. La explicación de algunos de los procedimientos usados para la reducción del espectro de demanda elástico se presenta con más detalle en la sección siguiente.

2.2.8.7. Obtención del punto de desempeño

En resumen, el método del espectro de capacidad busca reducir la curva del espectro elástico de demanda para interceptar la curva de capacidad en

coordenadas espectrales y encontrar, de esta manera, el punto de desempeño (performance point).

La determinación del punto de desempeño debe satisfacer dos relaciones fundamentales: 1) El punto debe descansar en la curva del espectro de capacidad para representar a la estructura en un desplazamiento dado, y 2) el punto debe descansar sobre la curva del espectro de demanda, reducido del espectro elástico (con 5% de amortiguamiento inherente de la estructura), que representa la demanda no-lineal en el mismo desplazamiento estructural.

Para esta metodología, factores de reducción espectral son dados en términos del amortiguamiento efectivo. Un amortiguamiento efectivo aproximado es calculado basado en la forma de la curva de capacidad, el desplazamiento estimado de demanda y el lazo histerético resultante. Probables imperfecciones en los lazos histeréticos de edificaciones reales, incluyendo degradación y efectos de duración, son tomadas en cuenta por valores del amortiguamiento viscoso equivalente, calculado teóricamente.

En general, la determinación del punto de desempeño requiere de un proceso de prueba-error para satisfacer los dos criterios explicados anteriormente. Sin embargo, para este fin, existen diferentes procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo. Estos procedimientos alternativos están basados en el mismo concepto y matemáticamente relacionados pero varían en su dependencia de técnicas analíticas o gráficas. A continuación se describe uno de los procedimientos más usados en la aplicación de este método.

En este procedimiento, una iteración es hecha a mano o con ayuda de una hoja de cálculo para converger al punto de desempeño. Este procedimiento es, tal vez, la aplicación más directa:

- Desarrollar el espectro de demanda elástico al 5% de amortiguamiento típico.
- Transformar la curva de capacidad en el espectro de capacidad, usando las formulaciones descritas. Luego, plotear el espectro de capacidad en la misma gráfica que el espectro de demanda.
- Elegir un punto de desempeño de prueba (a_{pi} ; d_{pi}), tal como se indica en la figura 16. Para iniciar el proceso se podría elegir como punto de partida aquel punto sobre el espectro de capacidad que corresponde al criterio de igualdad de desplazamiento. Podría también iniciarse con algún otro punto sobre la curva que describe el espectro de capacidad, según criterio del ingeniero.

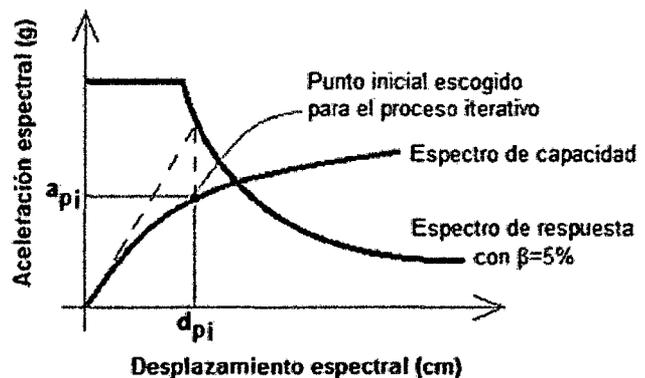


Figura 16 Ubicación del punto inicial para el proceso iterativo en la búsqueda del punto de desempeño.

- Desarrollar una representación bi-lineal del espectro de capacidad.

Para esto se busca un punto "N", según se ve en la figura 17, de manera que el área encerrada por el segmento de la curva del espectro de capacidad, entre los puntos "M" y "P", por encima del eje horizontal de desplazamiento espectral, sea igual al área encerrada por la representación bi-lineal MNP. Cuando la condición anteriormente descrita se cumpla, se podrá calcular el área E_{so} del paralelogramo

PQRS que representa la energía disipada por un lazo histerético idealizado. También se podrá calcular el área E del triángulo MPd_{pi} que representa la energía de deformación. Así se obtiene un valor del amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} del sistema asociado al desplazamiento máximo. Este amortiguamiento equivalente resulta ser la suma del amortiguamiento inherente a la estructura, típicamente 5%, más un amortiguamiento histerético β₀ calculado según como se muestra a continuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05$$

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \rightarrow \beta_0 = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

... (15)

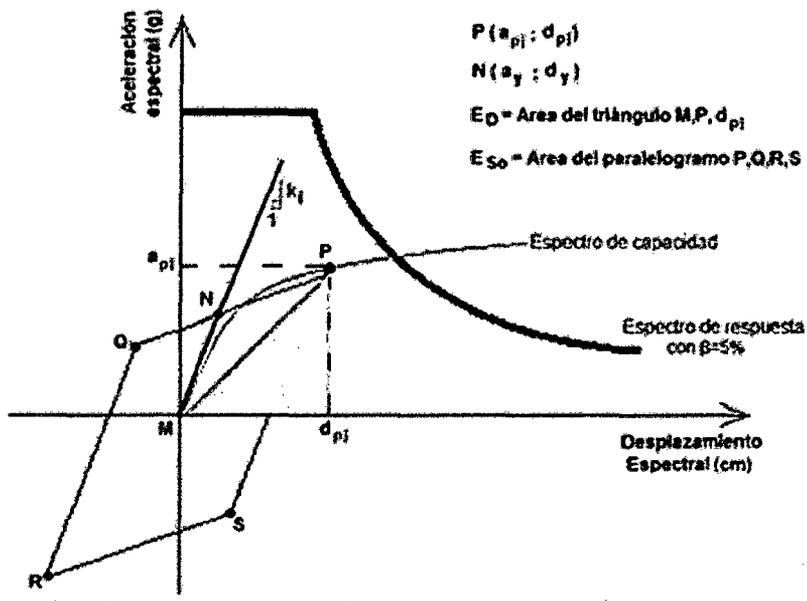


Figura 17 Representación bi-lineal del espectro de capacidad por el criterio de igualdad de energía disipada.

Ahora, a partir del amortiguamiento equivalente encontrado en el paso anterior, se pueden encontrar valores de los factores de reducción espectral usando las relaciones desarrolladas por Newmark & Hall

(1982). Estos factores de reducción espectral, R_a y R_v , permiten encontrar el espectro de demanda reducido (ver figura 18). Si el espectro de demanda reducido intercepta a la curva del espectro de capacidad en un punto muy cercano al punto "P" (a_{pi} , d_{pi}) escogido al inicio del proceso (se puede admitir un error hasta del 5% dependiendo del criterio del ingeniero evaluador), entonces se habrá encontrado el punto de desempeño; caso contrario, se debe empezar el proceso nuevamente. De ser el caso, podría iniciarse el proceso escogiendo esta vez el punto encontrado en el paso anterior.

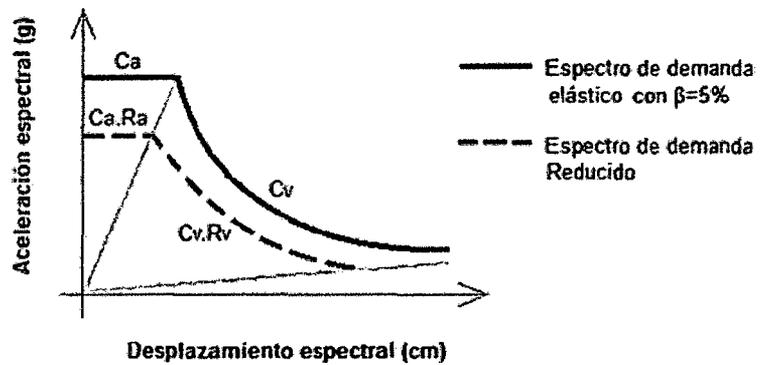


Figura 18 Reducción del Espectro de Demanda.

Como se muestra en la figura 18, los factores de reducción espectral son usados para transformar el espectro de demanda elástico a un espectro reducido con valores de amortiguamiento mayores al 5%. Pero estos valores de reducción son también una función del tipo de estructura que se está analizando y de la duración del movimiento sísmico al que estaría expuesta dicha estructura.

En el tabla 7 se muestra la clasificación de las estructuras para la obtención de los factores de reducción espectral y en el cuadro 8 se muestran los valores mínimos que pueden adoptar dichos factores.

Duración del evento sísmico	Estructuras sin daños importantes	Estructuras con daños importantes	Estructuras muy dañadas
Corta	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Larga	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Tabla 7 Clasificación estructural para la determinación de los factores de reducción espectral.

Clasificación estructural	Factor R_a	Factor R_v
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Cuadro 8 Valores mínimos permisibles para los factores de reducción espectral.

De las experiencias adquiridas por los investigadores se recoge que la idealización para el lazo histerético mostrado en la figura 17 es una aproximación razonable para una edificación relativamente bien dotada de ductilidad, sometida a movimientos sísmicos de corta duración (con poca demanda de ciclos histeréticos como para causar una degradación significativa de los elementos estructurales) y con valores del amortiguamiento viscoso equivalente del orden del 30%.

Para otro tipo de condiciones, los resultados del amortiguamiento equivalente viscoso, obtenidos por la formulación antes mostrada, llevan a sobreestimar el comportamiento histerético de la estructura ya que los lazos de histéresis en estos casos son más bien irregulares y más estrechos (menor área, menor disipación de energía). Así, en la documentación de la ATC40, se propone el concepto del amortiguamiento viscoso efectivo para ser consistentes con la degradación del amortiguamiento en los distintos casos que se pudieran presentar en un análisis.

$$\beta_{eff} = \frac{0.637.k.(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05... (16)$$

Nótese que, a diferencia de la formulación anterior para β_{eq} , ahora se ha incorporado un factor k que intenta reducir el valor del amortiguamiento para casos en los que se podrían estar sobreestimando dichos valores del amortiguamiento. La tabla 9 muestra los valores propuestos para k según la clasificación estructural y el amortiguamiento histórico β_0 .

Nótese que, a diferencia de la formulación anterior para β_{eq} , ahora se ha incorporado un factor k que intenta reducir el valor del amortiguamiento para casos en los que se podrían estar sobreestimando dichos valores del amortiguamiento. La tabla 9 muestra los valores propuestos para k según la clasificación estructural y el amortiguamiento histórico β_0 .

Clasificación estructural	β_0 (%)	k
Tipo A	Menor o igual a 16.25	1.00
Tipo A	Mayor a 16.25	$1.13 - 0.51 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	Menor o igual a 25	0.67
Tipo B	Mayor a 25	$0.845 - 0.446 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Tabla 9 Valores para el factor de modificación k del amortiguamiento viscoso.

Así, las formulaciones para encontrar los coeficientes de reducción espectral, Ra y Rv, se muestran a continuación:

$$Ra = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln(\beta_{eff})}{2.12}$$

$$= \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln\left(\frac{0.637 \cdot k \cdot (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05\right)}{2.12}$$

$$Ra = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_{eff})}{1.65}$$

$$= \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln\left(\frac{0.637 \cdot k \cdot (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05\right)}{1.65}$$

... (17)

Cabe recordar que estos coeficientes en ningún caso deberían ser usados con valores por debajo de los estipulados.

A pesar de su sencillez, esta técnica para reducir el espectro de demanda elástico es cuestionada en cuanto a que no posee sustentación física que relacione la energía histerética disipada en la excitación máxima y el amortiguamiento viscoso equivalente. Esto especialmente en el caso de grandes deformaciones inelásticas.

Así, en la actualidad varias propuestas han sido hechas para obtener un valor apropiado del factor de reducción espectral. Una de éstas, presentada por Miranda y Bertero (1994), usada en el método N2 de Fajfar, propone factores de reducción que dependerán del periodo de evaluación "T":

$$Sa = \frac{S_{ae}}{R_\mu}; \quad Sd = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot Sa \dots (18)$$

Con:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \dots \dots \dots \text{si } T < T_c$$

$$R_\mu = \mu \quad \dots \dots \dots \text{si } T \geq T_c \quad \dots (19)$$

Donde:

- R_μ = Factor de reducción por ductilidad
- S_{ae} = Aceleración espectral elástica
- T_c = Periodo de transición entre el dominio de aceleración constante y velocidad constante.
- μ = Factor de ductilidad

Cabe notar que, de esta manera, para sistemas con periodos medios largos la regla de "igual desplazamiento" es aplicable. El desplazamiento inelástico es igual al desplazamiento que corresponde a un sistema lineal con el mismo periodo elástico.

De manera similar al procedimiento descrito anteriormente, en este caso, primero debemos contar con el espectro de demanda elástico y luego suponemos un valor inicial de la ductilidad μ . Con el valor de μ impuesto, se calcula el valor de $R\mu$ y se encuentra el nuevo espectro de demanda reducido que ha de interceptar al espectro de capacidad en un punto específico. Así, se calcula el valor para la ductilidad efectiva, dividiendo el máximo desplazamiento encontrado entre el desplazamiento de fluencia, y se compara con la ductilidad asumida. Si el error es menor a una tolerancia prescrita, entonces se acepta el punto encontrado con la ductilidad asumida al inicio del proceso, en caso contrario se vuelve a probar con otro valor de ductilidad.

2.2.8.8. DETERMINACION DEL GRADO DE DAÑO EN LA ALBAÑILERIA

Uno de los objetivos de una metodología de evaluación por desempeño consiste en establecer el nivel de daño en los elementos estructurales de una edificación en función de sus demandas locales y globales de deformación. Una opción requiere establecer la demanda máxima de distorsión en los muros de albañilería que de acuerdo al análisis no lineal corresponde al desplazamiento de azotea de interés, y establecer el estado de daño en los muros de acuerdo a la tabla 10.

Estado de daño observado	Distorsión (%)	Grado de daño
Fisuras horizontales por flexión. Fisuras verticales por flexión cercanas al paño de los castillos.	0.04	Ligero (I)
Primer agrietamiento por tensión diagonal de la mampostería.	0.13	Moderado (II y III)
Inicio de la penetración del fisuramiento	0.20	Fuete (III)

inclinado en los extremos de los castillos.		
Agrietamiento en forma de "X" en todos los paneles de mampostería.	0.23	Fuerte (IV)
Aplastamiento del concreto, agrietamiento horizontal distribuido en la altura de los castillos.	0.32	Fuerte (V)
Concentración de las grietas diagonales en los extremos de los castillos. Desconchamiento del recubrimiento del concreto.	0.42	Grave (V)
Concentración del daño en los extremos inferiores de los castillos. Plegamiento del refuerzo longitudinal (Deformación en "S").	0.50	Grave (no se clasifica)

Tabla 10 Daño y deterioro en muros de albañilería confinada (Ruiz-García et al. 1998)

CAPITULO III.

METODOLOGIA DE INVESTIGACION

3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO

El estudio de la Investigación se realizó en una construcción confinada de cinco pisos en la ciudad de Huancavelica.



Figura N° 3.1: Vista panorámica del área de estudio –construcción confinada de cinco pisos en la ciudad de Huancavelica.

3.2. TIPO DE INVESTIGACION

La investigación es del **TIPO DESCRIPTIVA** aplicada a un proceso que permite comprender la descripción, registro, análisis e interpretación de los datos obtenidos, y su relación con los objetivos de la investigación.

3.3. NIVEL DE INVESTIGACION

El nivel de investigación de la presente tesis es de Nivel Básico

3.4. METODO DE INVESTIGACION

Los métodos que se usaran en la realización del proyecto de tesis son las siguientes:

3.4.1 MÉTODO DEDUCTIVO

Este método nos permite llegar a las aplicaciones, comprobaciones o consecuencias particulares de un principio, por ello se pretende llevar a la aplicación de un caso específico, estudios previamente establecidos.

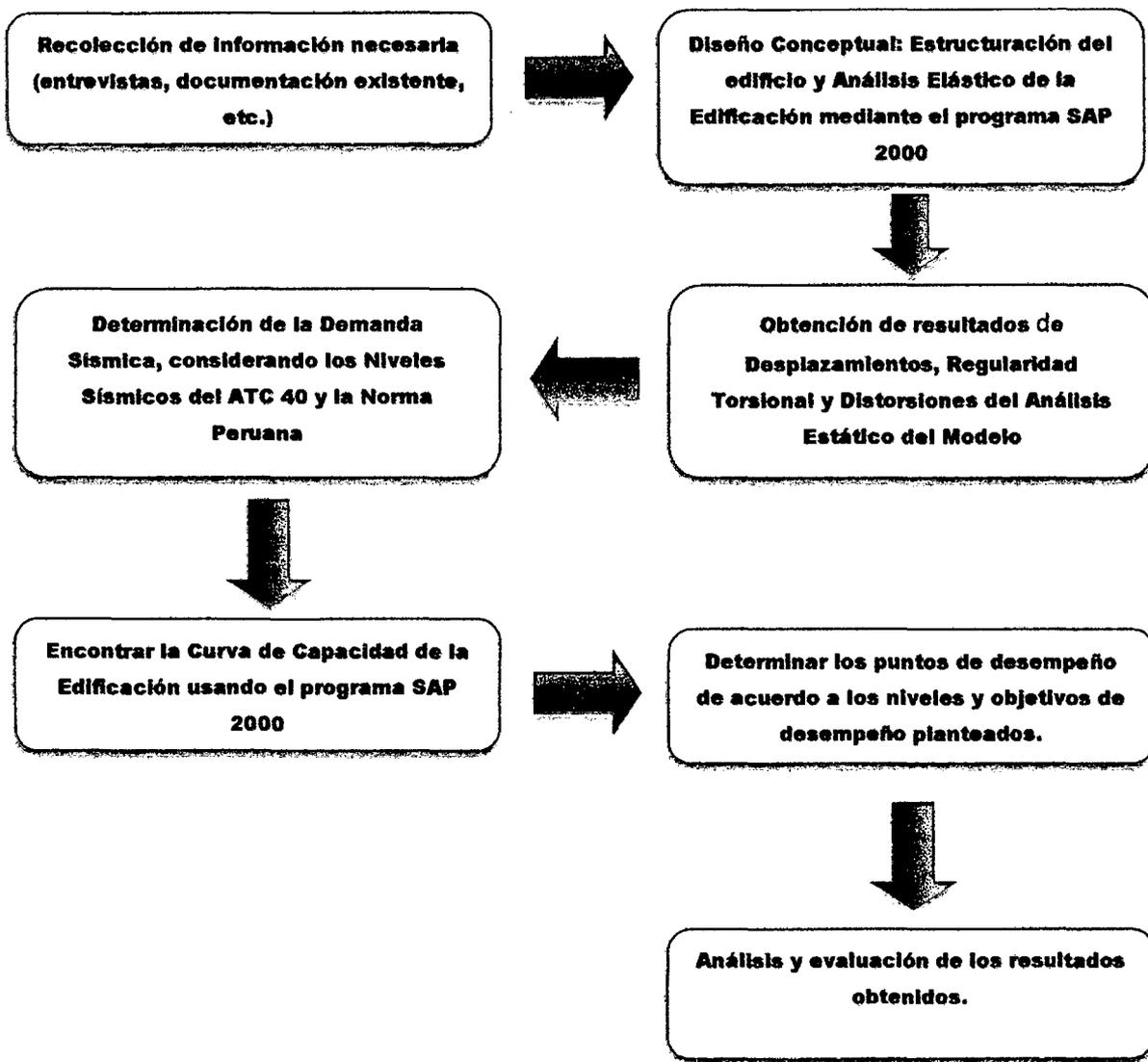
3.4.2 MÉTODO DESCRIPTIVO

En este método se describen todas las actividades y procedimientos secuenciales en el desarrollo del proyecto de tesis, especificando cada una de las actividades, los recursos requeridos y avance progresivo al realizar el estudio de tesis.

3.5. DISEÑO DE INVESTIGACION

El diseño de investigación es del tipo descriptivo.

El diseño de la investigación sigue de acuerdo al siguiente diagrama:



3.6. POBLACION, MUESTRA, MUESTREO

Población:

Ciudad de Huancavelica.

Muestra:

Construcción confinada de cinco pisos.

3.7. TECNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS

TECNICAS	INSTRUMENTOS
Recopilación de datos	<ul style="list-style-type: none"> • Memoria descriptiva del proyecto • Memoria de cálculo de proyecto. • Planos generales del Proyecto.
Análisis y recopilación documental	<ul style="list-style-type: none"> • Guías, libros, fichas, revistas y artículos científicos, Imágenes satelitales.
Observación	<ul style="list-style-type: none"> • Guía de Observación • Juicio de expertos

3.8. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Este procedimiento comprenderá dos momentos que contarán con la participación de:

3.8.1. REVISIÓN DE DOCUMENTOS

Se obtendrá realizar una selección para la revisión de información existente y de libros que involucren temas relacionados con la investigación con el fin de obtener datos confiables y absolutamente necesarios.

3.8.2. ENTREVISTAS

Se efectuarán entrevistas a aquellos profesionales especialistas en temas de Ingeniería Estructural y Antisísmica.

3.9. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

Las técnicas para el procesamiento y análisis de los datos serán:

- **Cuantitativas:** al realizar los estudios y cálculos se obtendrá datos cuantificables, con los cuales se realizará el análisis y evaluación de los datos obtenidos, se utilizará software tales como: SAP2000, ETABS, MATLAB, apoyados con hojas de cálculos hechos en MS EXCEL.
- **Cualitativas:** se empleará para la interpretación de los datos, para precisar las propiedades y rasgos encontrados en los resultados.

CAPITULO IV.

RESULTADOS

4.1. RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA EDIFICACION EN ESTUDIO

4.1.1. RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X-X

4.1.1.1. Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico

A continuación se presenta los puntos de desempeño para cada nivel sísmico, como ya se mencionó anteriormente estos puntos de desempeño fueron determinados por dos métodos, el primero considerando espectros de demanda sísmica con niveles del ATC 40 con un amortiguamiento de 7% y 12%, y el segundo se construyó considerando la NTP E030 con los niveles sísmicos del ATC 40.

- Puntos De Desempeño Con Niveles Sísmicos Del ATC 40

Tabla 4.1 Puntos de desempeño con niveles sísmicos ATC 40 en X-X

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO 7%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.5445	0.1004	0.1494	0.1373	359.7489	0.00037	0.0201	0.00020

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO 12%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.7896	0.1526	0.2271	0.1406	521.6855	0.00056	0.0305	0.00030

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL MAXIMO 12%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.9329	0.2007	0.2986	0.1483	616.3632	0.00074	0.0401	0.00040

• **Puntos De Desempeño Con NTP E030 Y ATC 40**

Tabla 4.2 Puntos de desempeño con NTP E030 y niveles sísmicos de ATC 40 en X-X

PUNTO DE DESEMPEÑO E030 SERVICIO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.4500	0.0827	0.1231	0.1371	297.3131	0.00030	0.0165	0.00016

PUNTO DE DESEMPEÑO E030 DISEÑO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.9000	0.1863	0.2772	0.1455	594.6263	0.00068	0.0373	0.00037

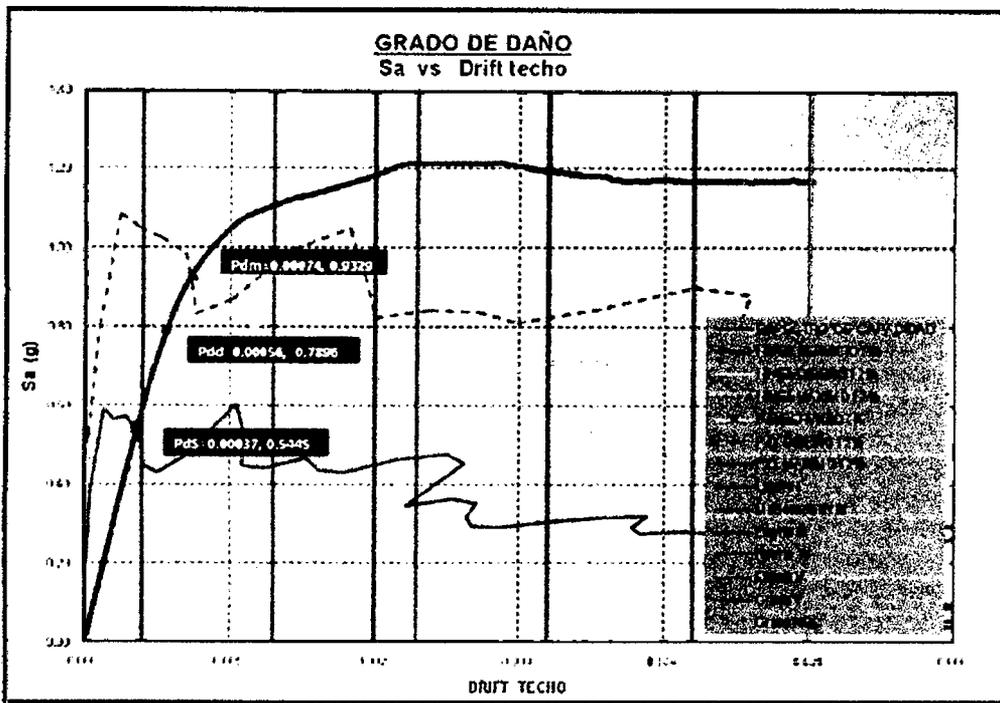
PUNTO DE DESEMPEÑO E030 MAXIMO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.9940	0.2337	0.3477	0.1550	656.7190	0.00086	0.0467	0.00046

4.1.1.2. Determinación del Grado de Daño en la Albañilería

Se muestra las figuras en donde se determinan el grado de daño de acuerdo a la tabla 10, para cada nivel sísmico en la dirección X-X. Determinamos el grado de daño a nivel del primer piso y a nivel global para su respectiva comparación.

- Con espectros contruidos con Niveles Sísmicos de ATC 40



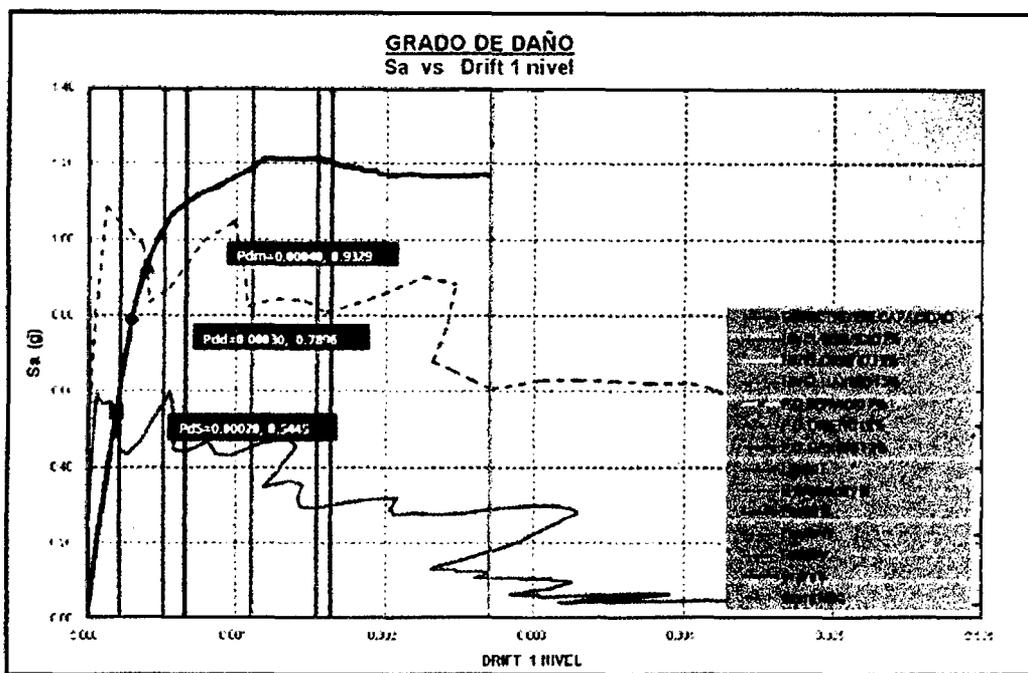
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.1 Grado de daño X-X en formato Sa vs Drift Techo con espectros de demanda sísmica construidos con niveles sísmicos ATC 40

De la figura 4.1 se muestra para cada nivel sísmico en la dirección X-X los resultados siguientes:

Tabla 4.3 Grado de daño en X-X en formato Sa vs Drift Techo con espectros construidos con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	LIGERO I
DISEÑO	MODERADO II Y III
MAXIMO	MODERADO II Y III



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.2 Grado de daño X-X en formato Sa vs Drift 1 nivel con espectros de demanda sísmica construidos con niveles sísmicos ATC 40 (Losa Aligerada)

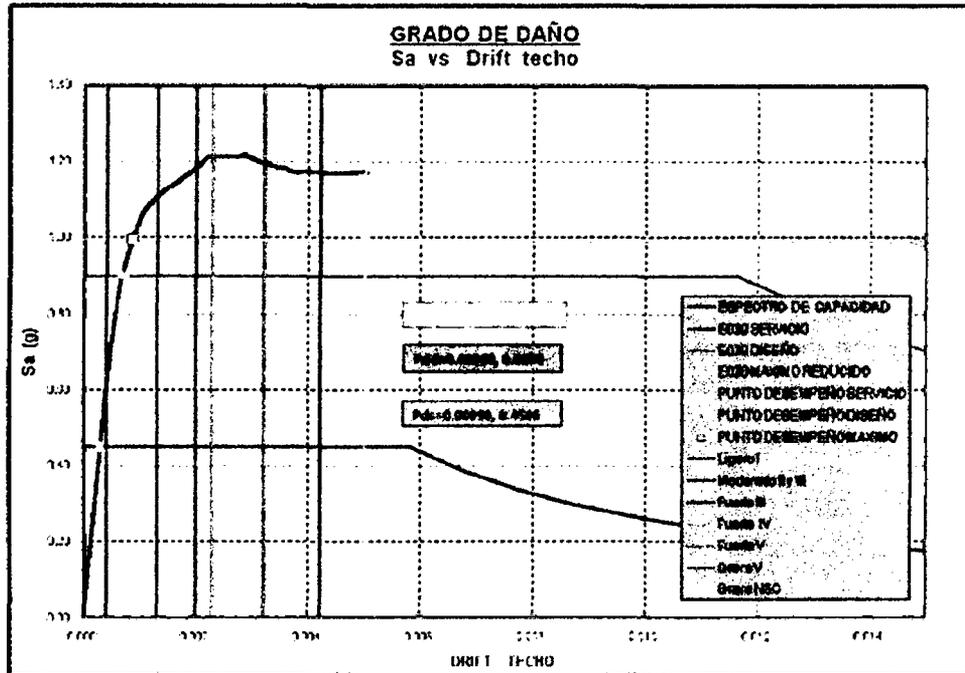
De la figura 4.2 se muestra para cada nivel sísmico en la dirección X-X, los resultados siguientes:

Tabla 4.4 Grado de daño en X-X en formato Sa vs Drift 1 nivel con espectros construidos con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	LIGERO I
DISEÑO	MODERADO II Y III
MAXIMO	MODERADO II Y III

De la tabla 4.3 y 4.4, el grado de daño que se obtiene: en caso del nivel sísmico de servicio tenemos un daño ligero I, para los niveles sísmicos de diseño y máximo tenemos un daño moderado II y III, esto se observa a nivel del primer piso y a nivel global.

- Con espectros de demanda contruidos con la NTP E30 y los niveles sísmicos del ATC 40.



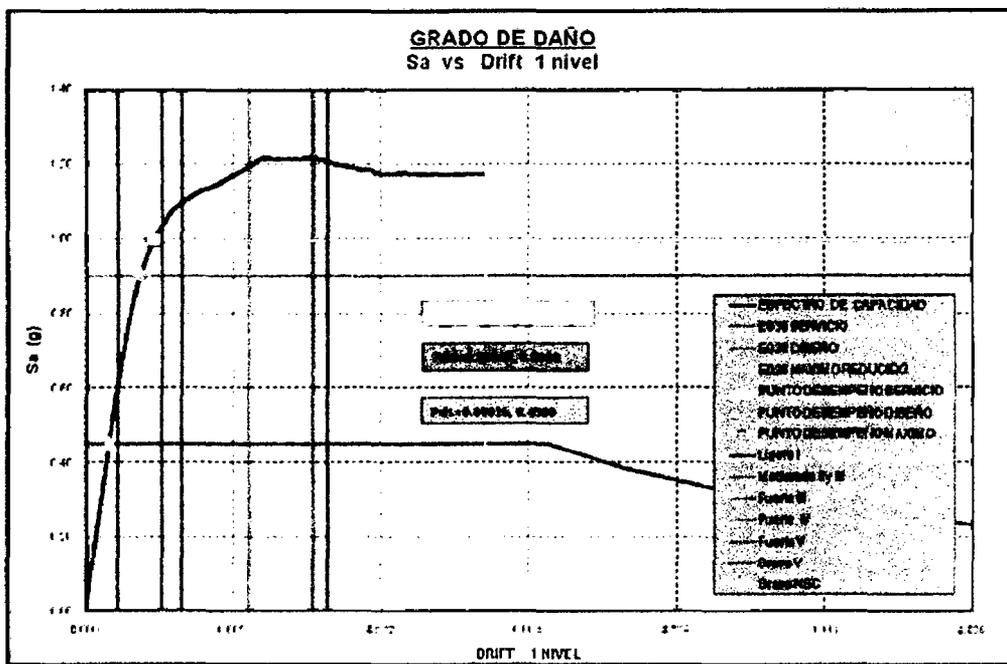
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.3 Grado de daño X-X en formato Sa vs Drift Techo con espectros de demanda sísmica contruidos con norma NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

De la figura 4.3 se muestra para cada nivel sísmico en la dirección X-X, los resultados siguientes:

Tabla 4.5 Grado de daño en X-X en formato Sa vs Drift Techo con espectros contruidos la NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	LIGERO I
DISEÑO	MODERADO II Y III
MAXIMO	MODERADO II Y III



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.4 Grado de daño X-X en formato Sa vs Drift 1 nivel con espectros de demanda sísmica construidos con norma NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

De la figura 4.4 se muestra para cada nivel sísmico en la dirección X-X, los resultados siguientes:

Tabla 4.6 Grado de daño en X-X en formato Sa vs Drift 1 nivel con espectros construidos la NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	LIGERO I
DISEÑO	MODERADO II Y III
MAXIMO	MODERADO II Y III

De la tabla 4.5 y 4.6, el grado de daño que se obtiene: en caso del nivel sísmico de servicio tenemos un daño ligero I, para los niveles sísmicos de diseño y máximo

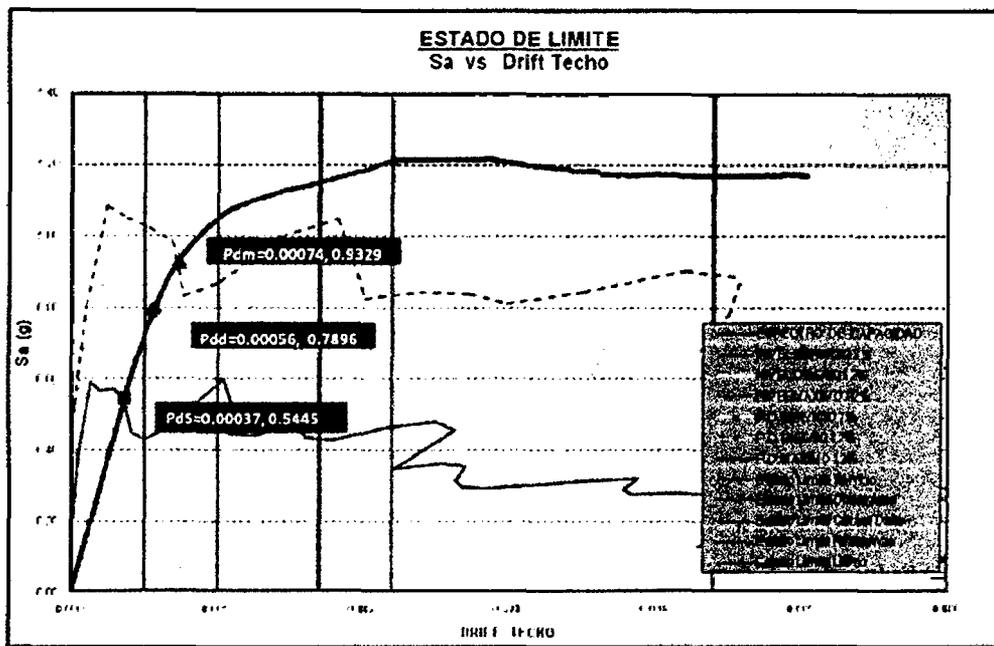
tenemos un daño moderado II y III, esto se observa a nivel del primer piso y a nivel global.

Comparando los grados de daño para esta dirección, y para ambos casos, se obtiene resultados semejantes en el nivel del primer piso y en el nivel global.

4.1.1.3. Diseño por Desempeño en la dirección X-X del modelo

Se verificará si cumple los objetivos de diseño planteado inicialmente en el acápite 2.2.6 del capítulo II. Para este trabajo utilizaremos como hemos mencionado anteriormente la curva de capacidad a nivel global.

- Con espectros construidos con Niveles Sísmicos de ATC 40



Fuente: Elaboración propia

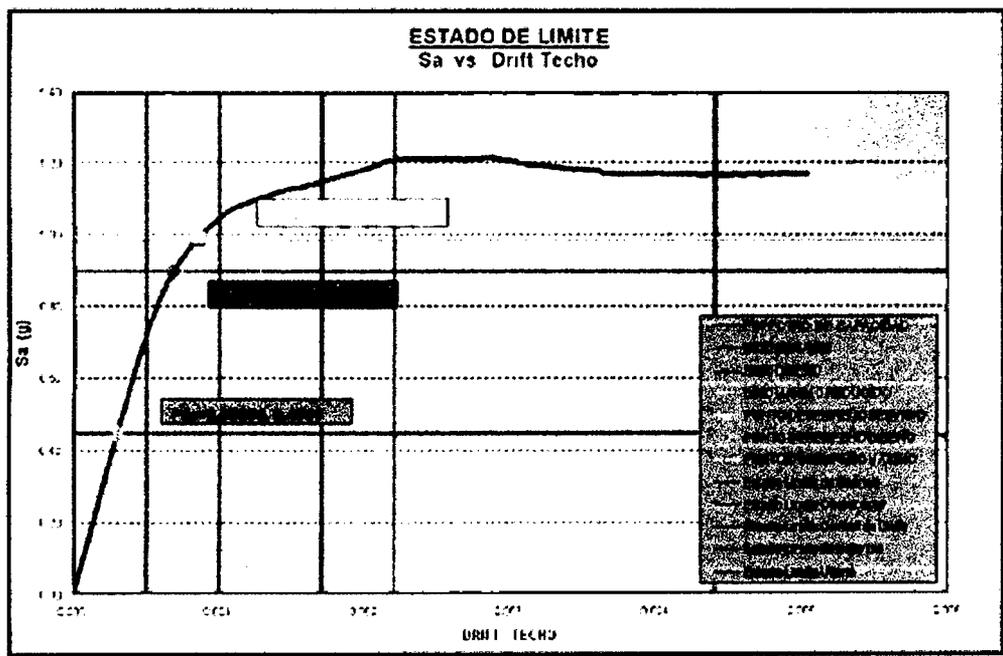
Fig. 4.5 Estado límite para el grado de daño X-X con espectros de demanda sísmica construidos con niveles sísmicos ATC 40

De la figura 4.5 se observa los resultados siguientes:

Tabla 4.7 Estado de Límite para los grados de daño X-X con espectros construidos con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	ESTADO LIMITE DEL SERVICIO
DISEÑO	ESTADO LIMITE OPERACIONAL
MAXIMO	ESTADO LIMITE OPERACIONAL

- Con espectros de demanda contruidos con la NTP E30 y los niveles sismicos del ATC 40.



Fuente: Elaboración propia

Fig. 4.6 Estado límite para el grado de daño X-X con espectros de demanda sísmica contruidos con norma NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

En la figura 4.6 se observa el siguiente resultado:

Tabla 4.8 Estado de Límite para los grados de daño X-X con espectros contruidos la NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	ESTADO LIMITE DE SERVICIO
DISEÑO	ESTADO LIMITE OPERACIONAL
MAXIMO	ESTADO LIMITE OPERACIONAL

De las figuras 4.5 y 4.6 se deduce, que si cumple los objetivos de desempeño planteado, como se puede observar para ambos casos; para un nivel de sismo de servicio se obtiene un estado de limite de servicio tal como se planteo, para el nivel sísmico de diseño cumple un estado de 'limite operacional' y para un nivel sísmica máximo tenemos un estado limite operacional menor al objetivo planteado el cual es un estado de limite Ultimo.

4.1.2. RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y-Y

4.1.2.1. Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico

Se presenta los puntos de desempeño para cada nivel sísmico, como ya se mencionó anteriormente estos puntos de desempeño fueron determinados por dos métodos.

- Puntos De Desempeño Con Niveles Sísmicos Del ATC 40

Tabla 4.9 Puntos de desempeño con niveles sísmicos ATC 40 en Y-Y (Losa Aligerada)

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO 7%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1niv el (inch)	Drift 1 nivel
0.5780	0.0847	0.1254	0.1224	317.5915	0.00031	0.0183	0.00018

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO 12%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1niv el (inch)	Drift 1 nivel
0.8142	0.1200	0.1777	0.1227	447.3755	0.00044	0.0259	0.00026

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL MAXIMO 12%

Sa (g)	Sd	D	T (seg)	V (Kips)	Drift	D1niv	Drift 1
--------	----	---	---------	----------	-------	-------	---------

	(inch)	(inch)			Techo	el (inch)	nivel
1.0257	0.1642	0.2432	0.1279	563.5876	0.00060	0.0355	0.00035

• Puntos De Desempeño Con NTP E030 Y ATC 40

Tabla 4.10 Puntos de desempeño con NTP E030 y niveles sísmicos de ATC 40 en Y-Y

PUNTO DE DESEMPEÑO E030 SERVICIO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nive I (inch)	Drift 1 nivel
0.4500	0.0659	0.0976	0.1223	247.2598	0.00024	0.0142	0.00014

PUNTO DE DESEMPEÑO E030 DISEÑO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nive I (inch)	Drift 1 nivel
0.9000	0.1345	0.1992	0.1236	494.5197	0.00049	0.0291	0.00029

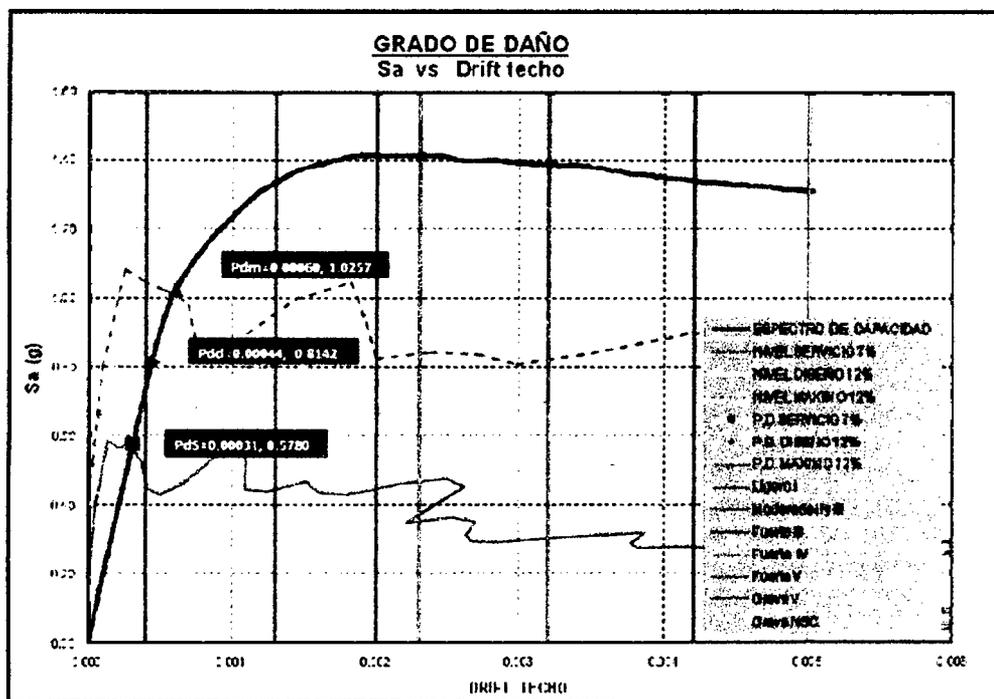
PUNTO DE DESEMPEÑO E030 MAXIMO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nive I (inch)	Drift 1 nivel
1.1250	0.2061	0.3052	0.1368	618.1496	0.00075	0.0445	0.00044

4.1.2.2. Determinación del Grado de Daño a la Albañilería

Se muestra las figuras para determinar el grado de daño para cada nivel sísmico en la dirección Y-Y.

- Con espectros contruidos con Niveles Sísmicos de ATC 40



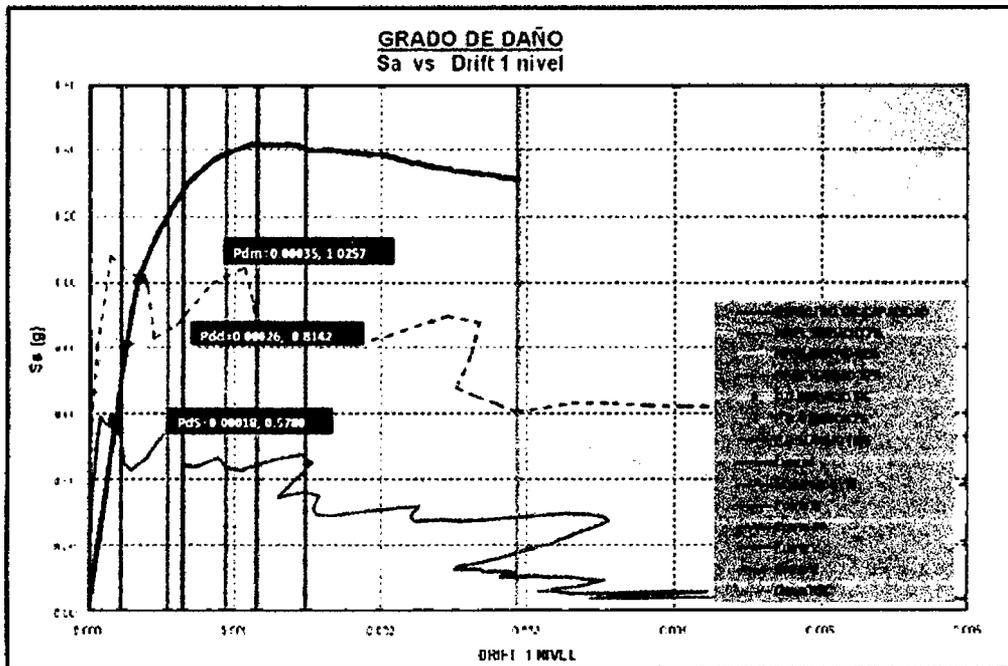
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.7 Grado de daño Y-Y en formato Sa vs Drift Techo con espectros de demanda sísmica construidos con niveles sísmicos ATC 40

De la figura 4.7 se muestra para cada nivel sísmico en la dirección Y-Y, los resultados siguientes:

Tabla 4.11 Grado de daño en Y-Y en formato Sa vs Drift Techo con espectros construidos con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	LIGERO I
DISEÑO	MODERADO II Y III
MAXIMO	MODERADO II Y III



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.8 Grado de daño Y-Y en formato Sa vs Drift 1 nivel con espectros de demanda sísmica construidos con niveles sísmicos ATC 40

De la figura 4.8 se muestra para cada nivel sísmico en la dirección Y-Y, los resultados siguientes:

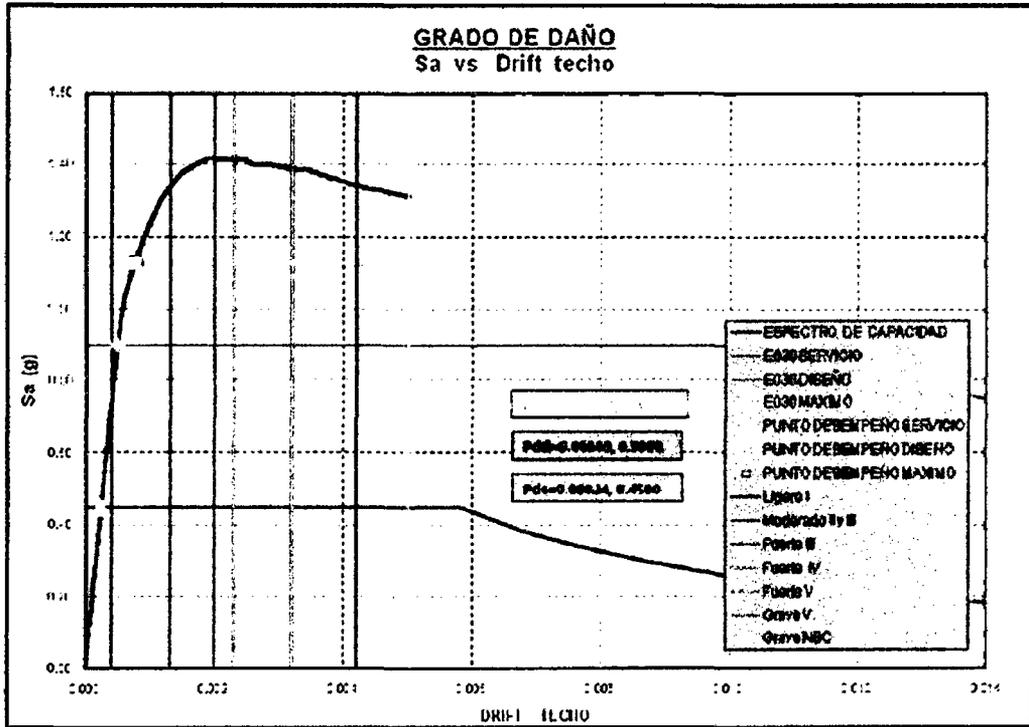
Tabla 4.12 Grado de daño en Y-Y en formato Sa vs Drift 1 nivel con espectros construidos con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	LIGERO I
DISEÑO	MODERADO II Y III
MAXIMO	MODERADO II Y III

De la tabla 4.11 y 4.12, el grado de daño que tenemos para el nivel sísmico de servicio es de ligero I, para el nivel sísmico de diseño obtenemos un daño de

moderado II y III; y para el nivel sísmico máximo tenemos también un daño moderado II y III. Esto se cumple a nivel del primer piso y a nivel global.

- Con espectros de demanda construidos con la NTP E30 y los niveles sísmicos del ATC 40.



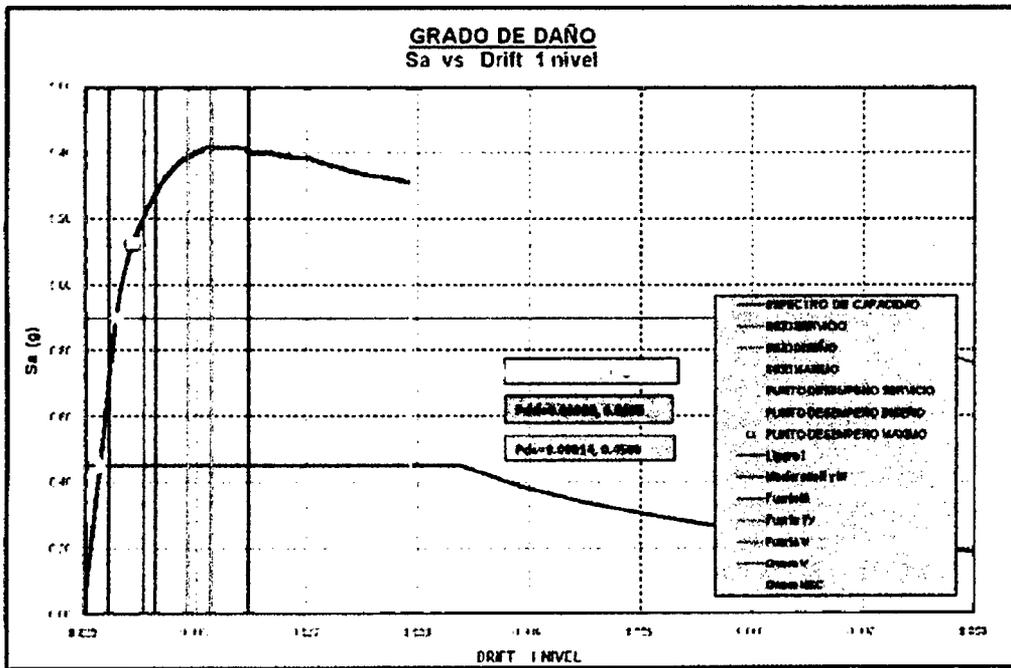
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.9 Grado de daño Y-Y en formato Sa vs Drift Techo con espectros de demanda sísmica construidos con norma NTP E30 y con niveles sísmicos ATC 40

De la figura 4.9 se muestra para cada nivel sísmico en la dirección Y-Y, los resultados siguientes:

Tabla 4.13 Grado de daño en Y-Y en formato Sa vs Drift Techo con espectros construidos la NTP E30 y con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	LIGERO I
DISEÑO	MODERADO II Y III
MAXIMO	MODERADO II Y III



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.10 Grado de daño Y-Y en formato S_a vs Drift 1 nivel con espectros de demanda sísmica construidos con norma NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

De la figura 4.10 se muestra para cada nivel sísmico en la dirección Y-Y, los resultados siguientes:

Tabla 4.14 Grado de daño en Y-Y en formato S_a vs Drift 1 nivel con espectros construidos la NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

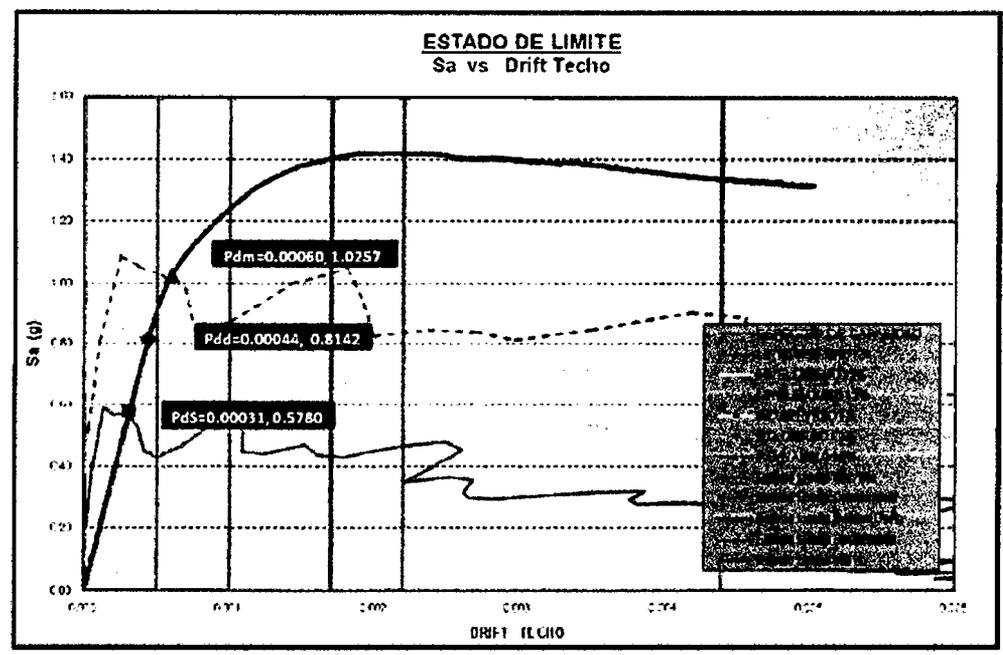
NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	LIGERO I
DISEÑO	MODERADO II Y III
MAXIMO	MODERADO II Y III

De la tabla 4.13 y 4.14, el grado de daño que tenemos en caso del nivel sísmico de servicio es un daño ligero I, para los niveles sísmicos de diseño y máximo tenemos un daño moderado II y III. Esto se cumple a nivel del primer piso y a nivel global. Comparando los grados de daño para esta dirección, y para ambos casos, se obtiene resultados semejantes a nivel del primer piso y a nivel global.

4.1.2.3. Diseño por Desempeño en la dirección Y-Y del Modelo con Losa Aligerada

Se verifica si cumple los objetivos de diseño planteado inicialmente en el acápite 2.2.6 del capítulo II.

- Con espectros construidos con Niveles Sísmicos de ATC 40



Fuente: Elaboración propia

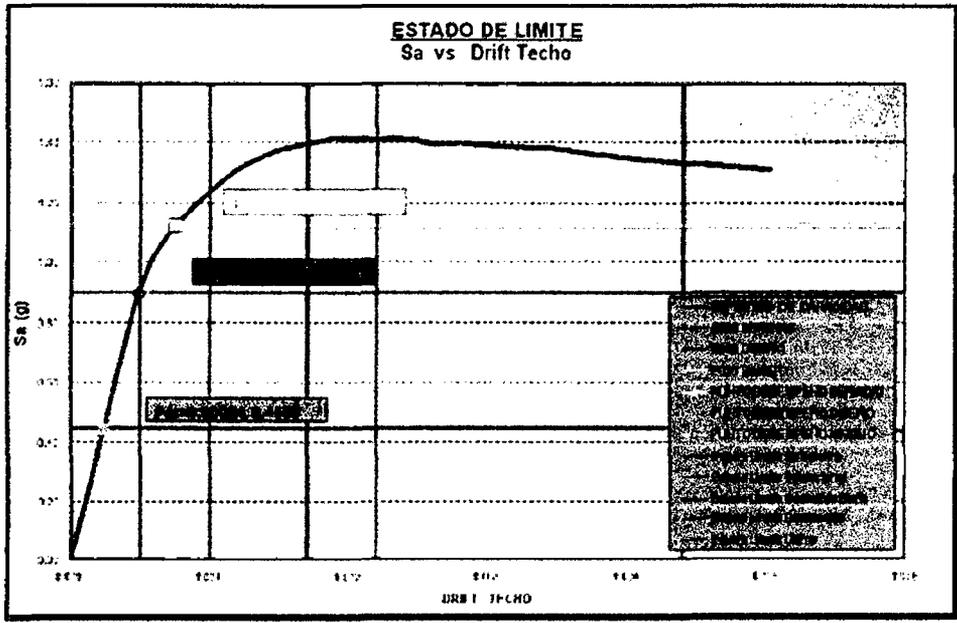
Figura 4.11 Estado límite para el grado de daño Y-Y con espectros de demanda sísmica construidos con niveles sísmicos ATC 40

De la figura 4.11 se observa los resultados siguientes:

Tabla 4.15 Estado de Límite para los grados de daño Y-Y con espectros contruidos con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	ESTADO LIMITE DE SERVICIO
DISEÑO	ESTADO LIMITE DE SERVICIO
MAXIMO	ESTADO LIMITE OPERACIONAL

- Con espectros de demanda contruidos con la NTP E30 y los niveles sísmicos del ATC 40.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.12 Estado límite para el grado de daño Y-Y con espectros de demanda sísmica contruidos con norma NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

De la figura 4.12 se observa los resultados siguientes:

Tabla 4.16 Estado de Limite para los grados de daño Y-Y con espectros construidos la NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	ESTADO LIMITE DE SERVICIO
DISEÑO	ESTADO LIMITE DE SERVICIO
MAXIMO	ESTADO LIMITE OPERACIONAL

De las figuras 4.26 y 4.27 se deduce, que si cumple los objetivos de desempeño planteados, para ambos casos, para un nivel de sismo de servicio se obtiene un estado de limite de servicio tal como se planteo, para el nivel sísmico de diseño cumple un estado de limite de servicio menor al objetivo planteado el cual es un estado de limite operacional y para un nivel sísmica máximo tenemos un estado limite operacional menor al estado de limite Ultimo planteado inicialmente.

4.2. RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL MODELO CON LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL Y CON MURO DE LADRILLO ARTESANAL DE LA ZONA

4.2.1. RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X-X

4.2.1.1. Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico

Se presenta los puntos de desempeño para cada nivel sísmico para dirección X-X:

- **Puntos De Desempeño Con Niveles Sísmicos Del ATC 40**

Tabla 4.17 Puntos de desempeño con niveles sísmicos ATC 40 en X-X (Losa Aligerada con Lad. Art.)

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO 7%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.4798	0.1089	0.1603	0.1523	326.5293	0.00040	0.0218	0.00022

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO 12%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift	D1nivel	Drift 1
--------	-----------	----------	---------	----------	-------	---------	---------

					Techo	(inch)	nivel
0.6899	0.1625	0.2392	0.1552	469.5134	0.00059	0.0325	0.00032

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL MAXIMO 12%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift T echo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.9233	0.5265	0.7750	0.2414	628.3545	0.00191	0.1053	0.00104

• **Puntos De Desempeño Con NTP E030 Y ATC 40**

Tabla 4.18 Puntos de desempeño con NTP E030 y niveles sísmicos de ATC 40 en X-X (Losa Aligerada con Lad. Art.)

PUNTO DE DESEMPEÑO E030 SERVICIO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.4500	0.1020	0.1501	0.1522	306.2488	0.00037	0.0232	0.00023

PUNTO DE DESEMPEÑO E030 DISEÑO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.7986	0.2114	0.3112	0.1645	543.5037	0.00077	0.0480	0.00047

PUNTO DE DESEMPEÑO E030 MAXIMO:

Sa (g)	Sd (inch)	Du (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.8586	0.2531	0.3726	0.1736	584.2911	0.00092	0.0575	0.00057

4.2.1.2. Diseño por Desempeño en la dirección X-X del Modelo con Losa Aligerada Unidireccional con Ladrillo Artesanal de la Zona

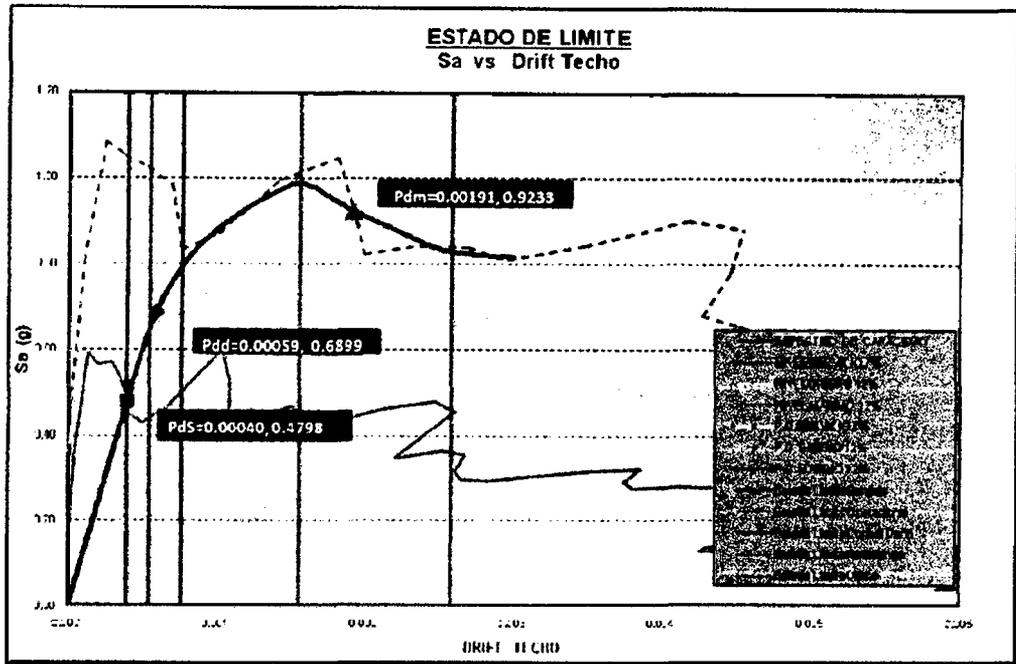
Del mismo modo que el modelo anterior, verificaremos si cumple los objetivos de diseño planteado inicialmente en el acápite 2.2.6 del capítulo II. Para la verificación de los objetivos, se utilizó la curva de capacidad a nivel global, los drift que se consideró para cada estado de limite (niveles de desempeño) se obtuvo del SAP 2000 de acuerdo al mecanismo de colapso y a la curva de capacidad que se obtiene, como se muestra en la tabla 4.35. Esto porque no cumple con los drift que

plantea Astroza Y Schmidt, cuyos resultados obtenidos corresponden a muros de albañilería confinada construidos bajo condiciones de buen control de ejecución, propias de un estudio experimental. También porque no desarrolla la curva de capacidad debido a la baja resistencia del ladrillo fabricado artesanalmente en la zona; tal como se muestra en la tabla 4.19.

Tabla 4.19 Drift para los Estado de Límite para la Losa Aligerada con Ladrillo Artesanal de la Zona (SAP 2000) en X-X

ESTADO DE LIMITE	ASTROZA Y SCHMIDT	SAP 2000	% DE DESARROLLO
ESTADO LIMITE DE SERVICIO	0.0005	0.000397	79.40
ESTADO LIMITE OPERACIONAL	0.001	0.000540	54.00
ESTADO LIMITE DE DAÑO CONTROLADO	0.0017	0.000766	45.06
ESTADO LIMITE RESISTENCIA	0.0022	0.001549	70.41
ESTADO LIMITE ULTIMO	0.0044	0.002579	58.61

- Con espectros construidos con Niveles Sísmicos de ATC 40



Fuente: Elaboración propia

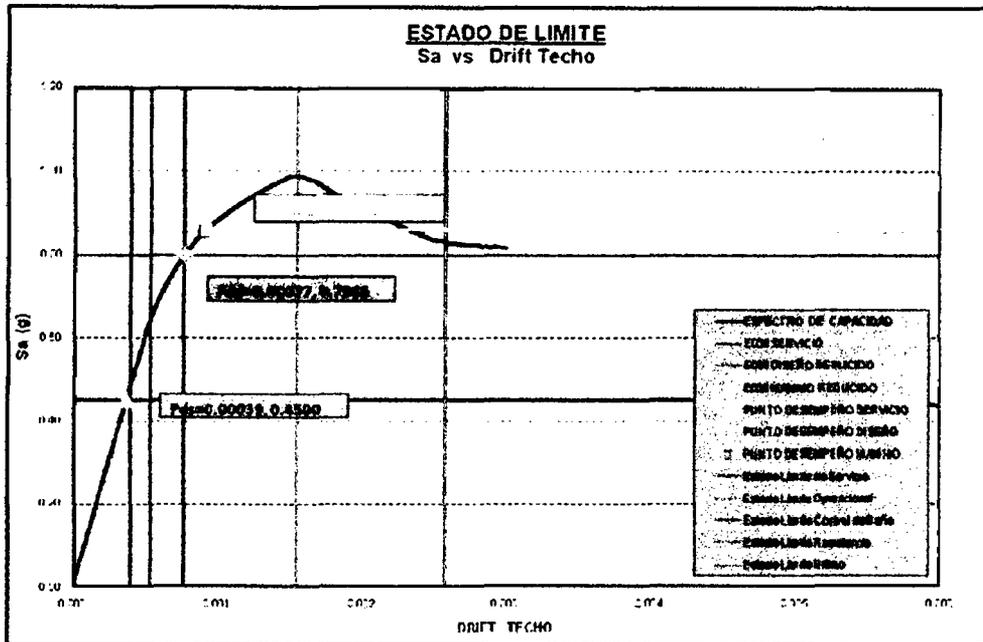
Figura 4.13 Estado límite para el grado de daño X-X con espectros de demanda sísmica construidos con niveles sísmicos ATC 40 (Losa Aligerada con Lad. Art.)

De la figura 4.13 se observa los resultados siguientes:

Tabla 4.20 Estado de Límite para los grados de daño X-X con espectros construidos con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	ESTADO LIMITE OPERACIONAL
DISEÑO	ESTADO LIMITE CONTROL DE DAÑO
MAXIMO	ESTADO LIMITE ULTIMO

- Con espectros de demanda construidos con la NTP E30 y los niveles sísmicos del ATC 40.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.14 Estado límite para el grado de daño X-X con espectros de demanda sísmica construidos con norma NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40 (Losa Aligerada con Lad. Art.)

De la figura 4.14 se observa los resultados siguientes:

Tabla 4.21 Estado de Límite para los grados de daño X-X con espectros construidos la NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	ESTADO LIMITE OPERACIONAL
DISEÑO	ESTADO LIMITE RESISTENCIA
MAXIMO	ESTADO LIMITE RESISTENCIA

De las figuras 4.13 y 4.14 se deduce, para el primer caso: no cumple el objetivo de desempeño para el nivel sísmico de servicio inicialmente planteado en esta dirección de análisis, para los niveles sísmicos de diseño y máximo cumplen los

objetivos propuestos. Para el segundo caso: no cumplen los objetivos de desempeño para los niveles sísmicos de servicio y de diseño, para el nivel sísmico máximo tenemos un estado límite resistencia el cual cumple con el objetivo de desempeño.

4.2.2. RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y-Y

4.2.2.1. Resumen de Puntos de desempeño para cada nivel sísmico

Se presenta los puntos de desempeño para cada nivel sísmico para la dirección Y-Y:

- **Puntos De Desempeño Con Niveles Sísmicos Del ATC 40**

Tabla 4.22 Puntos de desempeño con niveles sísmicos ATC 40 en Y-Y (Losa Aligerada con Lad. Art.)

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO 7%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.5189	0.1035	0.1510	0.1428	294.6987	0.00037	0.0255	0.00025

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO 12%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.7524	0.1540	0.2247	0.1446	427.3102	0.00056	0.0379	0.00037

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL MAXIMO 12%

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.9112	0.1964	0.2865	0.1484	517.4974	0.00071	0.0483	0.00048

- **Puntos De Desempeño Con NTP E030 Y ATC 40**

Tabla 4.23 Puntos de desempeño con NTP E030 y niveles sísmicos de ATC 40 en Y-Y (Losa Aligerada con Lad. Art.)

PUNTO DE DESEMPEÑO E030 SERVICIO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.4500	0.0893	0.1303	0.1424	255.5683	0.00032	0.0220	0.00022

PUNTO DE DESEMPEÑO E030 DISEÑO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.9000	0.1925	0.2809	0.1479	511.1366	0.00069	0.0474	0.00047

PUNTO DE DESEMPEÑO E030 MAXIMO:

Sa (g)	Sd (inch)	D (inch)	T (seg)	V (Kips)	Drift Techo	D1nivel (inch)	Drift 1 nivel
0.9807	0.2290	0.3341	0.1545	556.9537	0.00083	0.0563	0.00056

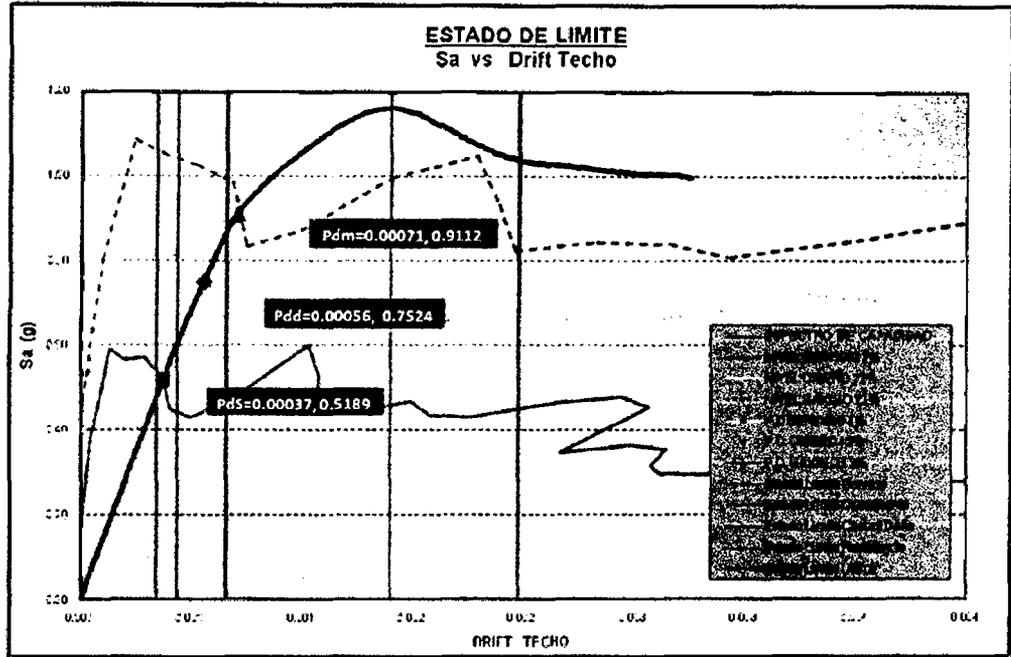
4.2.2.2. Diseño por Desempeño en la dirección Y-Y del Modelo con Losa Aligerada**Unidireccional con Ladrillo Artesanal de la Zona**

Para la verificación de los objetivos, se utilizó la curva de capacidad a nivel global, los drift que se consideró para cada estado de límite (niveles de desempeño) se obtuvo del SAP 2000 de acuerdo al mecanismo de colapso y a la curva de capacidad que se obtiene, como se mencionó anteriormente. Al igual que en la dirección x-x se nota un desempeño bajo de la curva de capacidad.

Tabla 4.24 Drift para los Estado de Límite para la Losa Aligerada con Ladrillo Artesanal de la Zona (SAP 2000) en Y-Y

ESTADO DE LIMITE	ASTROZA Y SCHMIDT	SAP 2000	% DE DESARROLLO
ESTADO LIMITE DE SERVICIO	0.0005	0.000345	69.00
ESTADO LIMITE OPERACIONAL	0.001	0.000435	43.50
ESTADO LIMITE DE DAÑO CONTROLADO	0.0017	0.000657	38.65
ESTADO LIMITE RESISTENCIA	0.0022	0.001400	63.64
ESTADO LIMITE ULTIMO	0.0044	0.001983	45.07

- Con espectros construidos con Niveles Sísmicos de ATC 40



Fuente: Elaboración propia

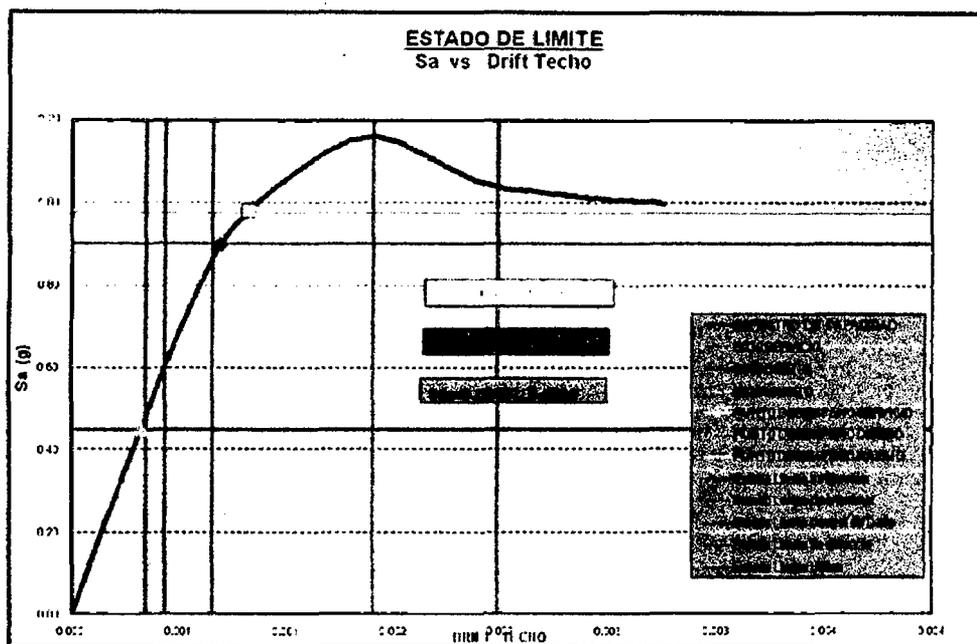
Figura. 4.15 Estado límite para el grado de daño Y-Y con espectros de demanda sísmica construidos con niveles sísmicos ATC 40 (Losa Aligerada con Lad. Art.)

De la figura 4.31 se observa los resultados siguientes:

Tabla 4.25 Estado de Límite para los grados de daño Y-Y con espectros construidos con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	ESTADO LIMITE
SERVICIO	ESTADO LIMITE OPERACIONAL
DISEÑO	ESTADO LIMITE CONTROL DE AÑO
MAXIMO	ESTADO LIMITE RESISTENCIA

- Con espectros de demanda construidos con la NTP E30 y los niveles sísmicos del ATC 40.



Fuente: Elaboración propia

Figura. 4.16 Estado límite para el grado de daño Y-Y con espectros de demanda sísmica construidos con norma NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40 (Losa Aligerada con Lad. Art.)

De la figura 4.16 se observa los resultados siguientes:

Tabla 4.26 Estado de Límite para los grados de daño Y-Y con espectros construidos la NTP E030 y con niveles sísmicos ATC 40

NIVEL SISMICO	ESTADO LIMITE
SERVICIO	ESTADO LIMITE OPERACIONAL
DISEÑO	ESTADO LIMITE RESISTENCIA
MAXIMO	ESTADO LIMITE RESISTENCIA

De las figuras 4.15 y 4.16 se deduce, para ambos casos no cumplen los objetivos de desempeño para los niveles sísmicos de servicio, para el nivel sísmico de diseño solo cumple en el primer caso, para el nivel sísmico máximo se aprecia que si cumple el objetivo planteado inicialmente. La densidad que tiene la edificación en análisis aportara para obtener un buen desempeño en el nivel sísmico máximo, además como esta dirección es la más cargada, su resistencia será mayor, convirtiéndolo en una estructura rígida, corriendo el riesgo a fallar por fragilidad.

4.3. COMPARACIÓN ENTRE EL ANÁLISIS LINEAL ESTÁTICO Y ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

- Para la comparación se utilizó los puntos de desempeño se obtuvieron a partir de la NTE 030 más los niveles sísmicos de ATC40, así como para el análisis lineal se realizó tomando las consideraciones de la NTE 030.
- El nivel sísmico que se toma para la comparación es el nivel de diseño, ya que este nivel esta implícitamente en la norma sismorresistente NTE030.
- Se hace una comparación del desplazamiento en el techo y la máxima distorsión de entrepiso con los calculados a partir del análisis sísmico lineal:

Tabla 4.27 Comparación entre análisis lineal estático y no lineal estático

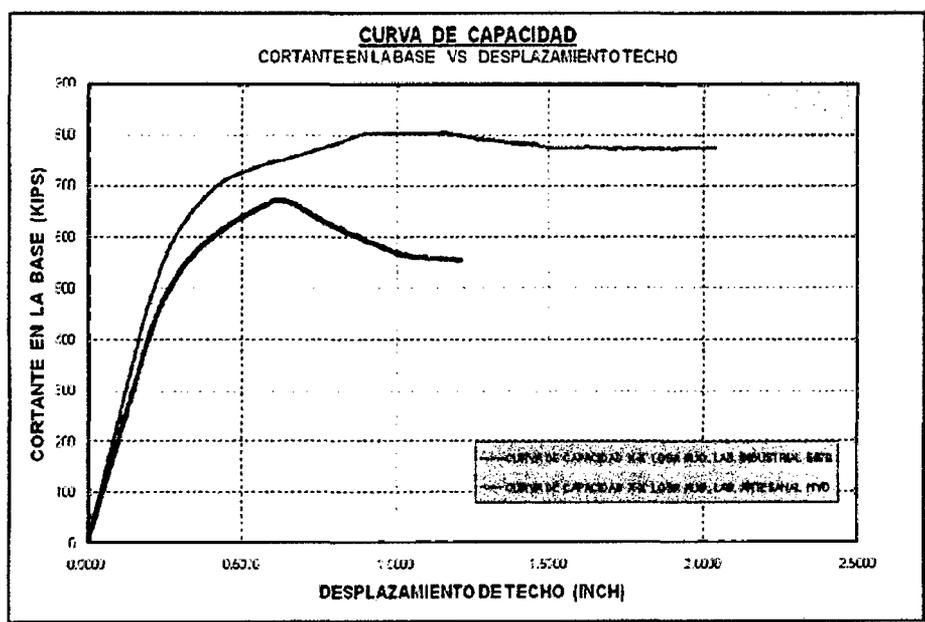
COMPARACIÓN ANÁLISIS LINEAL Y ANÁLISIS NO LINEAL				
LOSA ALIGERADA	X-X	V base (ton)	96.12	270.28
		Drift Global (%)	0.10	0.68
		T seg.	0.161	0.1455
	Y-Y	V base (ton)	96.12	224.78
		Drift Global (%)	0.10	0.049
		T seg.	0.158	0.1236

De la tabla 4.27 se muestra que en un análisis lineal estático las cortantes en la base es menor en comparación al análisis no lineal estático. Debido a que la rigidez aumenta por que para este tipo de análisis se considera en caso de albañilería confinada las dimensiones de las columnas de confinamiento y el acero de refuerzo, frente a un análisis lineal que solo considera secciones

mínimas de confinamiento para los muros. Como la rigidez aumenta y también como se considera la no linealidad de los materiales, los drift son menores en comparación del análisis lineal. Por otra parte se observa periodos más cortos en el análisis no lineal debido al incremento de la rigidez.

4.4. COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL MODELO CON LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL CON MUROS DE LADRILLO INDUSTRIAL NTE 070 FRENTE AL MODELO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL CON MUROS DE LADRILLO ARTESANAL DE LA ZONA

Para realizar las siguientes comparaciones se considera: primer caso el modelo con losa aligerada unidireccional con ladrillo industrial NTE 070 y el segundo caso el modelo con losa aligerada unidireccional con ladrillo fabricado artesanalmente en la zona.



Fuente: Elaboración propia.

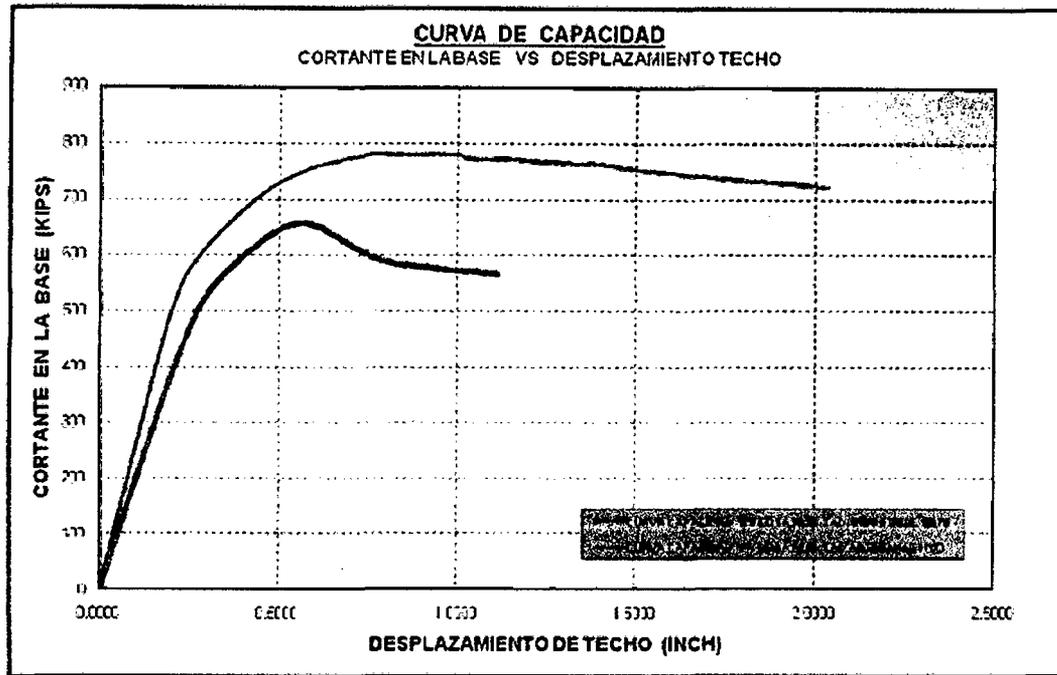
Fig. 4.17 Comparación de Capacidad Estructural en X-X del modelo con losa aligera unidireccional y del modelo con losa aligerada unidireccional y con ladrillo artesanal de la zona

4.4.1. COMPARACIÓN EN LA DIRECCION X-X

De la figura 4.17 se deducen los siguientes:

- Para el primer caso se obtiene una rigidez inicial de 2420.22 kips/inch y para el segundo una rigidez inicial de 2037.36Kips/inch. Se aprecia claramente que el primero tiene una mejor rigidez en 18.79 %. La densidad que tiene la edificación en análisis aporta para mejorar su rigidez.
- La curva de capacidad del primer caso tiene una gran ventaja en el comportamiento estructural para esta dirección en análisis. Esto se manifiesta en los puntos máximos obtenidos. En el primer caso se obtiene un cortante en la base máxima de 804.1174 Kips (365.51 ton) y un desplazamiento en el techo máxima de 1.1607 inch (2.95 cm) y para el segundo caso se tiene una cortante en la base de 672.7906 Kips (305.81 ton) y un desplazamiento en el techo de 0.6269 inch (1.59 cm). El primer caso tiene un comportamiento mejor en 19.52 % en el cortante de la base y en el desplazamiento en el techo en un 85.53%.
- Con respecto a los puntos últimos de la curva de capacidad, para el primer caso, se obtiene una cortante en la base último de 773.25 Kips (351.48 ton) y un desplazamiento en el techo de 2.0196 inch (5.13 cm) con un drift 0.5%, y para el segundo caso se tiene un cortante en la base de 564.21 Kips (255.10 ton), un desplazamiento en el techo de 1.0438 inch (2.65 cm) con un drift 0.2579%. El primer caso tiene un mejor comportamiento en 37.78% en la cortante de la base, con respecto al desplazamiento último por tanto al drift tiene una ventaja de 93.58%.
- Con respecto a la ductilidad de la estructura, para el primer caso se obtuvo una ductilidad de $0.5/0.1254=3.99$ y para el segundo caso se obtuvo una ductilidad de $0.2579/0.1055=2.44$. Como se aprecia la mejor ductilidad se muestra en el primer caso.
- En la zona de degradación de resistencia y rigidez de la curva de capacidad, se muestra un rápido descenso para el segundo caso (deterioro de rigidez = -260.47); es decir su degradación de rigidez y resistencia global de la estructura es mayor o más rápido con respecto al primer caso (deterioro de rigidez = -60.20). La degradación del segundo caso en esta dirección es 3.33 veces más rápido que el primero.

4.4.2. COMPARACIÓN EN LA DIRECCION Y-Y



Fuente: Elaboración propia

Fig. 4.18 Comparación de Capacidad Estructural en Y-Y del modelo con losa aligerada unidireccional y del modelo con losa aligerada unidireccional y con ladrillo artesanal de la zona

De la figura 4.18 se deducen los siguientes:

- Para el primer caso se obtiene una rigidez inicial de 2533.09 kips/Inch y para el segundo una rigidez inicial de 1956.18 Kips/Inch. Se aprecia claramente que el primero tiene una mejor rigidez en 29.49 %. La densidad que tiene la edificación en análisis aporta para mejorar su rigidez.
- La curva de capacidad del primer caso tiene una gran ventaja en el comportamiento estructural para esta dirección en análisis. Esto se manifiesta en los puntos máximos obtenidos. En el primer caso se obtiene un cortante en la base máxima de 778.9276 Kips (354.06 ton) y un desplazamiento en el techo máxima de 0.7775 inch (1.97 cm) y para el segundo caso se tiene una cortante en la base de 658.8426Kips (299.47 ton) y un desplazamiento en el techo de

0.5703 inch (1.44 cm). El primer caso tiene un comportamiento mejor en 18.23 % en el cortante de la base y en el desplazamiento en el techo en un 36.80%.

- Con respecto a los puntos últimos de la curva de capacidad, para el primer caso, se obtiene una cortante en la base último de 721.62 Kips (328.01 ton) y un desplazamiento en el techo de 2.0196 inch (5.13 cm) con un drift 0.5%, y para el segundo caso se tiene un cortante en la base de 590.31 Kips (268.32 ton), un desplazamiento en el techo de 0.8026 inch (2.04 cm) con un drift 0.1983%. El primer caso tiene un mejor comportamiento en 22.24% en la cortante de la base; con respecto al desplazamiento último por tanto al drift tiene una ventaja de 151.4%.
- Con respecto a la ductilidad de la estructura, para el primer caso se obtuvo una ductilidad de $0.5/0.1437=3.48$ y para el segundo caso se obtuvo una ductilidad de $0.1983/0.1297=1.53$. Como se aprecia la mejor ductilidad se muestra en el primer caso.
- En la zona de degradación de resistencia y rigidez de la curva de capacidad, se muestra un rápido descenso para el segundo caso (deterioro de rigidez = -295.02); es decir su degradación de rigidez y resistencia global de la estructura es mayor o más rápido con respecto al primer caso (deterioro de rigidez = -46.33). La degradación del segundo caso en esta dirección es 5.37 veces más rápido que el primero.

CONCLUSIONES

1. El modelo estructural con albañilería confinada, analizada en esta tesis con las especificaciones de las normas peruanas NTE 030 y NTE 070, cumple con los objetivos de desempeño concordantes con la filosofía de diseño sismorresistente de la NTE 030.
2. Los resultados del diseño por desempeño muestran, que los edificios de albañilería confinada diseñados con las normas peruanas tendrían los siguientes desempeños en la ciudad de Huancavelica: 1) elástico y lineal para sismos de nivel de demanda de servicio (sismos frecuentes); 2) en rango no lineal, pero concordante con la filosofía de diseño de la NTE 030 y la NTE 070 para sismos de niveles de demanda diseño (raro) y máximo (muy raro), tal como se demuestran en el acápite 4.1 y 4.2.
3. El modelo analizado con muros de albañilería confinada elaborados artesanalmente en la ciudad de Huancavelica tendrían los siguientes desempeños: 1) ante sismos de servicio o frecuentes, se agrieta, incursionando así en rango inelástico; de lo que se deduce que no cumple con los objetivos de desempeño; 2) la ductilidad obtenida para estas edificaciones es la mitad de lo que se obtiene para los modelos concordantes con las especificaciones de la NTE 070 y NTE 030; 3) estas construcciones, están de pie porque no soportan cargas de gravedad.
4. La ductilidad que se obtiene con ladrillo artesanal de la zona, es de 2 en promedio, tal como se muestra en el acápite 4.4, esta ductilidad que se obtiene es bajo para edificios de albañilería confinada, debido a que corre el riesgo de fallar por fragilidad.
5. El mecanismo de colapso de la edificación en análisis, es concordante con la NTE 070 debido a que las primeras rotulas plásticas aparecen en los muros del primer piso, tal como la norma considera para su diseño, es decir considera que los muros del primer piso se agrietan para luego diseñar por el método de Resistencia.

6. El diseño por desempeño es muy necesario en los proyectos de estructuras sismorresistentes porque contribuyen a buscar soluciones optimas de estructuración, además seguras, y económicas.

RECOMENDACIONES

1. Las edificaciones de gran valor presupuestal o de gran importancia llamados también esenciales en nuestra región Huancavelica como: Hospitales, Centros educativos Cuarteles de Bomberos, Cuarteles de Policías, etc., deberían ser evaluados y reforzados con un análisis no lineal, como el que se presenta en este trabajo.
2. Se deben realizar evaluaciones de vulnerabilidad sísmica en las edificaciones de albañilería en la ciudad de Huancavelica, usando un análisis no lineal, como el que se desarrolla en este trabajo.
3. Realizar tesis multidisciplinarios con el fin de efectuar estudios que mejoren las características técnicas resistentes de los ladrillos fabricados artesanalmente en la ciudad de Huancavelica.
4. Las entidades encargadas de verificar y aprobar los proyectos de construcción de viviendas de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica, deben exigir usar ladrillos con resistencia a compresión no menores a lo que está estipulado en la NTE 070, esto para evitar edificaciones vulnerables ante fuerzas sísmicas, y deben hacer cumplir las limitaciones del número de pisos para las unidades de albañilería planteadas en la NTE 070.
5. Para observar el comportamiento de la albañilería confinada en un rango inelástico con más detalle y riguroso se recomienda realizar un análisis dinámico no lineal conocido como curvas IDA.
6. Promover la elaboración de tesis de análisis por desempeño para albañilería confinada para otras alternativas. Como por ejemplo estructuras de albañilería confinada con dinteles y sin dinteles; o también podría analizarse la influencia en el desempeño de acuerdo a las características de suelo de cimentación.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- BENJAMIN J. R. and CORNELL C. A.: Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill.
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC), 1997. NEHRP: Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC), 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- DE-LA-COLINA, J, (1999). "Effects of torsion factors on simple non-linear systems using fully-bidirectional analyses", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- DE-LA-COLINA, J, (2003). "Assessment of design recommendations for torsionally unbalanced multistory buildings", Earthquake Spectra.
- MAISON, B F, (2005). Discusión del artículo "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings" por R Goel y A K Chopra, presentado en Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 1 de 2004. Earthquake Spectra.
- CHOPRA, A. K., and Goel, R. K., 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, Earthquake Eng. Struct. Dyn.
- MELI PIRALLA: "DISEÑO ESTRUCTURAL": Segunda Edición: Editorial Limusa: Mexico.
- ROBERTO AGUIER FALCONI, "Análisis Sísmico por Desempeño" Edición: 1, 2003.
- ATC, 1996 Seismic Evaluation And retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 and 2, ATC, California
- ROBERTO AGUIER FALCONI, "Análisis Sísmico por Desempeño", Edición: 1, 2003.
- ATC, 1996, Seismic Evaluation And retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 and 2, ATC, California.
- FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997.
- FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000.
- FEMA 440, ATC 55, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, 2004.
- GÁLVEZ A., "Análisis Tiempo - Historia No Lineal en la Norma Peruana de Diseño Sísmorresistente": Lima - Perú, 2000.

- FAFJAR P. "A Nonlinear Analysis Method For Performance-Based Seismic Desing", *Earthquake Spectra*, 16(3):573-592.
- C. CHINTANAPAKDEE and A. K. CHOPRA (2001), "Estadistics Of SDF- System Estimate of Roof Displacement for Pushover Analysis of Buildings", *Earthquake Engineering Research Center University Of California*. December 2001.
- A. K. Chopra and C. Chintanapakdee (2004), "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: Vertically 'Regular' and Irregular Generic Frames," *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No. 1, pp. 255-271.
- REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES (1997, 2003). Norma Técnica de Edificaciones E.020, E.030 y E.070, MTC. Lima - Perú.
- A. K. CHOPRA, and C. CHINATANAPAKDEE (2004), "Inelastic Deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems" ASCE, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 9, pp. 1304-1319.
- AGUIAR, R. "Análisis Sísmico por Desempeño". CEINCI-ESPE. Agosto del 2003.
- CHOPRA, A & GOEL, R. "Capacity-Demand Diagram Methods for Stimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems". Report No. PEER-1999/02 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley. Abril 1999.
- CISMID-UNI. "Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica en Hospitales del Perú". Proyecto para MINSA/ECHO/OPS-OMS. 1997.
- FAJFAR, Peter. "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design". *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.3, pp.573-592. August 2000.
- WAKABAYASHI Y MARTINEZ. "Diseño de Estructuras Sismo resistentes". Mc Graw Hill. 1988.
- SANTANA TAPIA R. (2009), "Análisis y Diseño Sísmico Estático y Dinámico Edificios de Albañilería Confinada" Primera Edición.
- Pagina Web: <http://foros.construaprende.com/edificios-de-mamposteria-o-albanileria-vt868-225.html>. Sección del Ing. Enmanuel Rodríguez.

ANEXOS

ANEXOS N° 01
MEMORIA DESCRIPTIVA DEL ANALISIS LINEAL Y DISEÑO DE LA EDIFICACION

MEMORIA DESCRIPTIVA DEL DISEÑO DE UNA EDIFICACION DE ALBAÑILERÍA DE 5 PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAMELICA CON UNA LOSA ALIGERADA E=0.20cm

Empleando las especificaciones de la Norma Técnica de Edificaciones E.070 "Albañilería", se diseña los muros confinados del edificio de 5 pisos cuya planta típica se muestra en la Figura. 1.

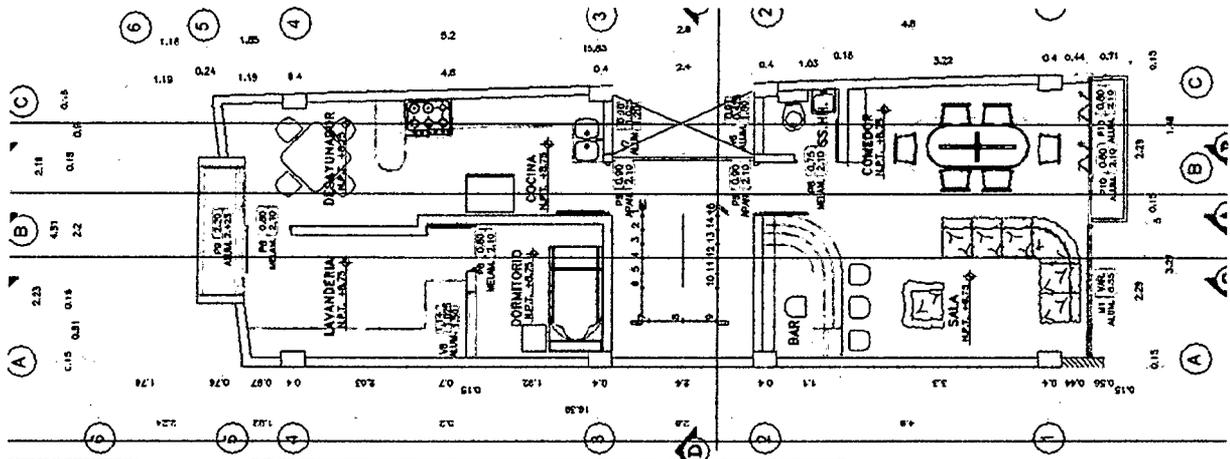


Figura 1

1. INFORMACIÓN GENERAL:

- **UBICACIÓN:** El edificio se encuentra en el Localidad de Huancavelica, en la intersección de la Av Celestino Manchego Muñoz y José M. Chavez.
- **DISTRIBUCIÓN ARQUITECTONICA:** El edificio está constituido por 5 pisos y los ambientes que consta son de una sala comedor, cocina, patio, dormitorios, baño, sala de juegos, lavandería sauna, tendal, terraza. El área techada es de 74.54m² por cada nivel.
- **CARACTERÍSTICAS Y ESPECIFICACIONES GENERALES:**
 - o Número de pisos : N = 5
 - o Altura de piso a techo : h = 2.425 m.
 - o Espesor de la losa aligerado unidireccional : e = 0.20 m.
 - o Espesor de muros de albañilería : t = 0.13m.

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Albañilería

- Sólido-Industrial: tipo-King-Kong-Industrial de arcilla. t = 13-cm; f' b = 145-kg/cm².
- Mortero tipo P1: cemento-arena 1: 4
- Pilas: resistencia característica a compresión = f' m = 65 kg/cm² = 650 ton/m².
- Muretes: resistencia características a corte puro = v' m = 8.1kg/cm² = 81 ton /m²

- Módulo de elasticidad = $E_m = 500 f'c = 32,500 \text{ kg/cm}^2 = 325,000 \text{ ton/m}^2$
- Módulo de corte = $G_m = 0.4 E_m = 11,000 \text{ kg/cm}^2$, Módulo de Poisson $= \nu = 0.25$

Concreto

- Resistencia nominal a compresión = $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad = $E_c = 15000 \sqrt{f'c} = 2\,000\,000 \text{ ton/m}^2$
- Modulo de Poisson $= \nu = 0.15$

Acero de Refuerzo

- Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia = $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 4.2 \text{ ton/cm}^2$

3. CARGAS UNITARIAS

Pesos Volumétricos

- Peso volumétrico del concreto armado: 2.4 ton/m^3
- Peso volumétrico de la albañilería: 1.8 ton/m^3
- Peso volumétrico del tarrajeo: 2.0 ton/m^3

Techos

- Peso propio de la losa de techo: $= 0.300 \text{ ton/m}^2$
- Sobrecarga (incluso en escalera): 0.2 ton/m^2 , excepto en azotea: 0.1 ton/m^2
- Acabados: 0.1 ton/m^2

Muros

- Peso de los muros de albañilería con 1 cm de tarrajeo: $1.8 \times 0.13 + 2.0 \times 0.02 = 0.274 \text{ ton/m}^2$
- Ventanas: 0.02 ton/m^2

4. ESTRUCTURACIÓN

Muros

La estructura está compuesta en sus 2 direcciones principalmente por muros confinados. Que serán sometidas a cargas debido a la distribución de la losa. En este caso tendremos una losa aligerada en una dirección, la losa aligerada tendrá un espesor de 0.20 m.

Escalera

La escalera se apoya sobre las vigas del tramo 1-2 de los ejes D1 y E1.

Alféizares

Los alféizares de ventanas serán aislados de la estructura principal, para un mejor comportamiento de la estructura en general.

5. PREDIMENSIONAMIENTO

5.1. Espesor Efectivo de Muros "t"

Para la zona sísmica 2, el espesor efectivo mínimo, descontando tarrajeos, es $t = h / 20 = 240/20 = 12$ cm, donde "h" es la altura libre de la albañilería. Con lo cual, se utilizará muros en aparejo de soga con espesor efectivo igual a 13 cm (15 cm tarrajeados).

5.2. Densidad Mínima de Muros Reforzados

La densidad mínima de muros reforzados (confinados en este ejemplo), para cada dirección del edificio, se determina con la expresión:

$$\frac{\text{Area de Corte Muros Reforzados}}{\text{Area de la Planta Típica}} = \frac{\sum Lt}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Donde:

L = longitud total del muro incluyendo sus columnas (sólo intervienen muros con $L > 1.2$ m)

t = espesor efectivo = 0.13 m.

A_p = área de la planta típica

Z = 0.3 . el edificio está ubicado en la zona sísmica 2 (Norma E.030)

U = 1 ... el edificio es de uso común, destinado a vivienda (Norma E.030)

S = 1.2 ... el edificio está ubicado sobre suelo de intermedia calidad (Norma E.030)

N = 4 = número de pisos del edificio.

Podemos determinar la longitud total mínima de muros, expresada en metros lineales en cada dirección será igual a:

$$L_{min} = 0.042 \times A \times N$$

$$L_{min} = 0.042 \times 74.54 \times 5 = 0.214$$

Donde:

L_{min} = Longitud Mínima de muros (m)

A = Área en Planta (m²)

N = Números de pisos

respectivamente. Por lo tanto podemos mencionar que cumple la longitud mínima y la densidad mínima en ambas direcciones.

5.3. Verificación del Esfuerzo Axial por Carga Verticales

La resistencia admisible (F_a) a compresión en los muros de albañilería está dada por la expresión:

$$F_a = 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] = 0.2 \times 650 \left(1 - \left(\frac{2.40}{35 \times 0.12} \right)^2 \right) = 93.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \leq 0.15f'_m$$

Valor que no debe de superar a: $0.15f'_m = 0.15 \times 650 = 97.50 \text{ ton/m}^2$

Por lo tanto gobierna 93.83 ton/m^2

Para la verificación por compresión axial de los muros confinados, se debe cumplir la siguiente expresión:

$$f_a < F_a$$

Donde:

f_a = Esfuerzo axial máximo proveniente de las cargas de servicio:

$$f_a = \frac{P_D + P_L}{A}$$

Donde:

PD y PL: Carga muerta y sobrecarga acumulada que actúa sobre el muro de análisis.

A: Área de la sección en planta del muro.

F_a = Esfuerzo admisible por carga axial reglamentada.

Mostramos un resumen de verificación axial por cargas considerando el 100% de carga viva (P_m) para los muros mas cargados M5x y M6-14x:

6. METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas se consideró lo siguiente:

6.1. Cargas Directas

Zonas de Puerta: piso típico y techo: $0.13 \times 0.3 \times 2.4 = 0.09 \text{ ton/m}$

Zona de muro de albañilería: Piso típico: $2.4 \times 0.274 + 0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 0.7 \text{ ton/m}$

Techo: $0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 0.04 \text{ ton/m}$

Zona de alféizares con $h=1\text{m}$: piso típico $1 \times 0.274 + 1.22 \times 0.02 + 0.09 = 0.39 \text{ ton /m}$

Techo: 0.09 ton /m

Zona de la escalera:

El edificio muestra una escalera que se apoya D1 y E1, y estas se apoyan en el muro
 Para su metrado de carga consideraremos que la escalera no tiene descanso.

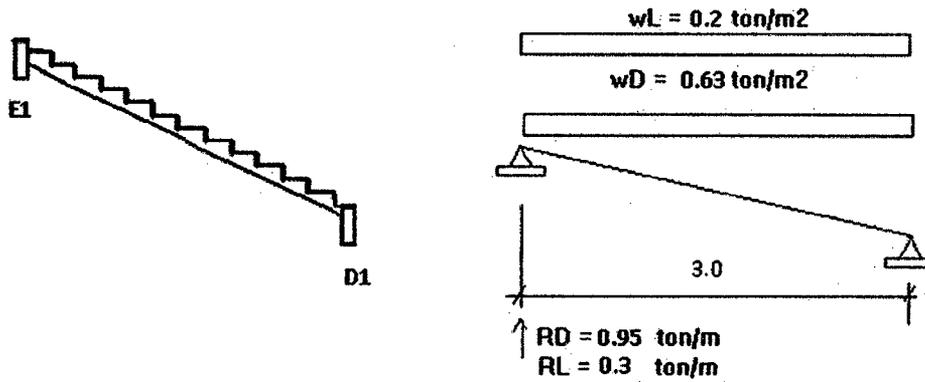


Figura 2

$$w_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right] = 0.53 \text{ ton/m}^2$$

W escalera: 0.53+ 0.10= 0.63ton /m

Cargas Directas		
Zona	Piso Típico	Azotea
Puertas	0.09	0.09
Muros de albañilería	0.7	0.04
Alfeizar h=1 m	0.39	0.09
Escalera	Wd=0.95 Wl=0.3	

6.2: Cargas Indirectas

Piso Típico: WD=0.380 ton/m²

WL=0.2 ton /m²

Azotea: WD=0.380 ton/m²

WL=0.1 ton /m²

7. ANALISIS ANTE SISMO MODERADO

Dada la regularidad del edificio, se hará un análisis estático ante las acciones del sismo moderado, modelando al edificio mediante un sistema de pórticos planos conectados a través de diafragmas rígidos (losas de techo), empleando el programa SAP2000. De acuerdo a la Norma E.070, el sismo moderado se define como aquél que origina fuerzas de inercia iguales a la mitad de las correspondientes al sismo severo (donde $R = 3$, según la Norma E.030), esto significa que para el sismo moderado puede emplearse un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R = 6$. Cabe mencionar que de efectuarse el análisis ante el sismo severo, podría obtenerse en los muros fuerzas cortantes últimas (V_u) que superen a su resistencia (V_m), esto no significa que el muro colapse, sino que incurrió en su régimen inelástico, redistribuyéndose la diferencia de cortantes ($V_u - V_m$) en el resto de muros conectados por el diafragma rígido, con lo cual, el análisis elástico ante el sismo severo perdería validez. Por ello, es preferible efectuar el análisis ante el sismo moderado.

7.1. Determinación de la Fuerza de Inercia (F_i)

De acuerdo a la E030:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

- Factor de Zona (Z): Ubicación del edificio: Huancayo (Zona 2) $Z = 0.30$.
- Parametros del suelo (T_p y S): Suelo Intermedio (Tipo S2) $T_p = 0.60$ s y $S = 1.2$ es el periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo y S es el factor de amplificación del suelo.
- Factor de Amplificación Sísmica (C): $C = 2.5 * (T_p / T)$; $C = 2.5$,
 $T = h_m / 60 = 10.08 / 60 = 0.17$ seg,
- reemplazando entonces $C = 2.5$.
- Coeficiente de Uso e Importancia (U): Edificación común para uso de Viviendas (Categoría C) $U = 1.0$.
- Coeficiente de Reducción de Solicitaciones Sísmicas (R): Sistema de muros estructurales de
- albañilería $R = 3$. Pero para sismos moderados $R = 6$.
- $P = 640.77$ ton, peso total con 25% sobrecarga

De esta manera:

$$V = \frac{0.3 \times 1 \times 1.2 \times 2.5}{6} \times 640.77 = 96.12 \text{ ton}$$

Luego las fuerzas de inercia se evalúan mediante la siguiente expresión de la norma E030:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} H$$

7.2. Excentricidades Accidentales y Estados de carga Sísmica

De acuerdo a la Norma E.030, la excentricidad accidental (E_a) se calcula mediante la expresión:

$$E_a = 0.05 B$$

Donde "B" es la dimensión de la planta transversal a la dirección en análisis, con lo cual:

$$\text{Para sismo en la dirección X-X: } E_a = 0.05 \times 10.95 = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Para sismo en la dirección Y-Y: } E_a = 0.05 \times 21.75 = 1.09 \text{ m}$$

Cuando se emplea el programa SAP2000, es necesario mover al centro de masas (punto donde actúa la fuerza de inercia "Fi") para contemplar las torsiones accidentales. Puesto que la posición del Centro de gravedad es: $(XCG_i, YCG_i) = (10.81, 5.68) \text{ m}$ (ver el acápite 6.3), se analizaron tres estados de carga (dos para el sismo en X-X y una para el sismo en Y-Y):

$$\text{Sismo XX1 à } (XCG_i, YCG_i) = (10.81, 5.13) \text{ m}$$

$$\text{Sismo XX2 à } (XCG_i, YCG_i) = (10.81, 6.23) \text{ m}$$

$$\text{Sismo YY à } (XCG_i, YCG_i) = (11.90, 5.68) \text{ m}$$

$$\text{Sismo XX1 à } (XCG_4, YCG_4) = (10.81, 4.99) \text{ m}$$

$$\text{Sismo XX2 à } (XCG_4, YCG_4) = (10.81, 6.09) \text{ m}$$

$$\text{Sismo YY à } (XCG_4, YCG_4) = (11.90, 5.54) \text{ m}$$

7.3. Materiales

Se consideraron 2 tipos de material (ver el acápite 2), determinándose $n = E_c/E_m = 6.15$:

- Albañilería (muros): $E_m = 325,000 \text{ ton/m}^2$ $n = 0.25$
- Rígido (brazos rígidos): $E_r = 200'000,000 \text{ ton/m}^2$ $n = 0.15$

7.4. Secciones Transversales

De acuerdo a lo indicado en la Norma E.070, en un modelo de barras pseudo tridimensional, para definir las secciones transversales de los muros confinados, debe aplicarse el criterio de

la sección transformada, transformando las columnas de concreto en elementos equivalentes de albañilería (su espesor de 0.13 m se multiplica por $n = E_c/E_m = 6.15$, proporcionando un ancho equivalente de 0.8 m). Además, para contemplar la restricción que ofrecen las paredes transversales al giro por flexión y a la deformación axial del muro en análisis, debe agregarse un ancho efectivo (b) igual a:

$$b = \frac{1}{4} L_t \text{ o } 6t = 6 \times 0.13 = 0.78 \text{ m, sin exceder a } \frac{1}{2} L_t$$

Donde "L_t" es la longitud libre de la pared transversal y "t" es su espesor.

En cuanto a las vigas dinteles de concreto, existen 2 tipos, las ubicadas en el perímetro (viga exterior VE) y las localizadas en la parte interior del edificio (viga interior VI). En ambos casos se consideró un ancho tributario de losa, a cada lado del alma, igual a 4 veces el espesor de la losa ($4 \times 0.12 = 0.48 \text{ m}$).

7.5. Definición de los Pórticos Planos

A través de los centroides de cada muro que componen a un pórtico, dispuesto en cada eje del edificio, se trazaron barras verticales que representaban a los muros empotrados en su base. Luego, en cada nivel del pórtico se trazaron las barras rígidas desde el centroide del muro hasta su borde donde nacía la viga dintel

8. DISEÑO DE LOS MUROS NO AGRIETADOS POR CORTE

En este caso el diseño se facilita ya que la albañilería absorberá la fuerza cortante, con lo cual, las columnas no necesitan diseñarse por corte-fricción. Sólo se diseñan las columnas extremas a tracción y compresión, mientras que las columnas internas llevan refuerzo mínimo.

8.1. Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento

- 1) $P_g = P_D + 0.25 P_L =$ carga de gravedad acumulada (ton)
- 2) $V_u =$ fuerza cortante ante sismo severo (ton)
- 3) $M_u =$ momento flector ante sismo severo (ton-m)
- 4) $L =$ longitud total del muro (m) incluyendo columnas de confinamiento
- 5) $L_m =$ longitud del paño mayor o $\frac{1}{2} L$, lo que sea mayor (m). En muros de 1 paño: $L_m = L$
- 6) $N_c =$ número de columnas de confinamiento del muro en análisis
- 7) $F = M_u / L =$ fuerza axial producida por "Mu" en una columna extrema (ton)
- 8) $P_c = P_g / N_c =$ carga axial producida por "Pg" en una columna (ton)

9) P_t = carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: $P_t = (L_t P_g / L)$ del muro transversal (ton).

10) $T = F - P_c - P_t$ = tracción en la columna extrema (ton)

11) $C = P_c + F$ = compresión en la columna extrema (ton)

12) $A_s = T / (f_y \phi) =$ área de acero vertical requerida (cm^2 , mín 4 ϕ 8 mm), usar $\phi = 0.9$

13) $A_s =$ área de acero vertical colocada (cm^2)

14) $d =$ factor de confinamiento: $d = 0.8$ para columnas sin muros transversales

$d = 1.0$ para columnas con muros transversales

15) $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 d f'c) =$ área del núcleo de concreto (cm^2), usar $\phi = 0.7$

16) Dimensiones de la columna a emplear

17) $A_c =$ área de concreto de la columna definitiva (cm^2)

18) $A_n =$ área del núcleo de la columna definitiva (cm^2)

19) $A_s \text{ mín} = 0.1 f'c A_c / f_y =$ área de acero vertical mínima (cm^2) o 4 ϕ 8 mm

Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Vigas Soleras:

20) $T_s = \frac{1}{2} V_u L_m / L =$ tracción en la solera (ton)

21) $A_s = T_s / (\phi f_y)$, usar $\phi = 0.9 =$ área de acero horizontal requerida (cm^2)

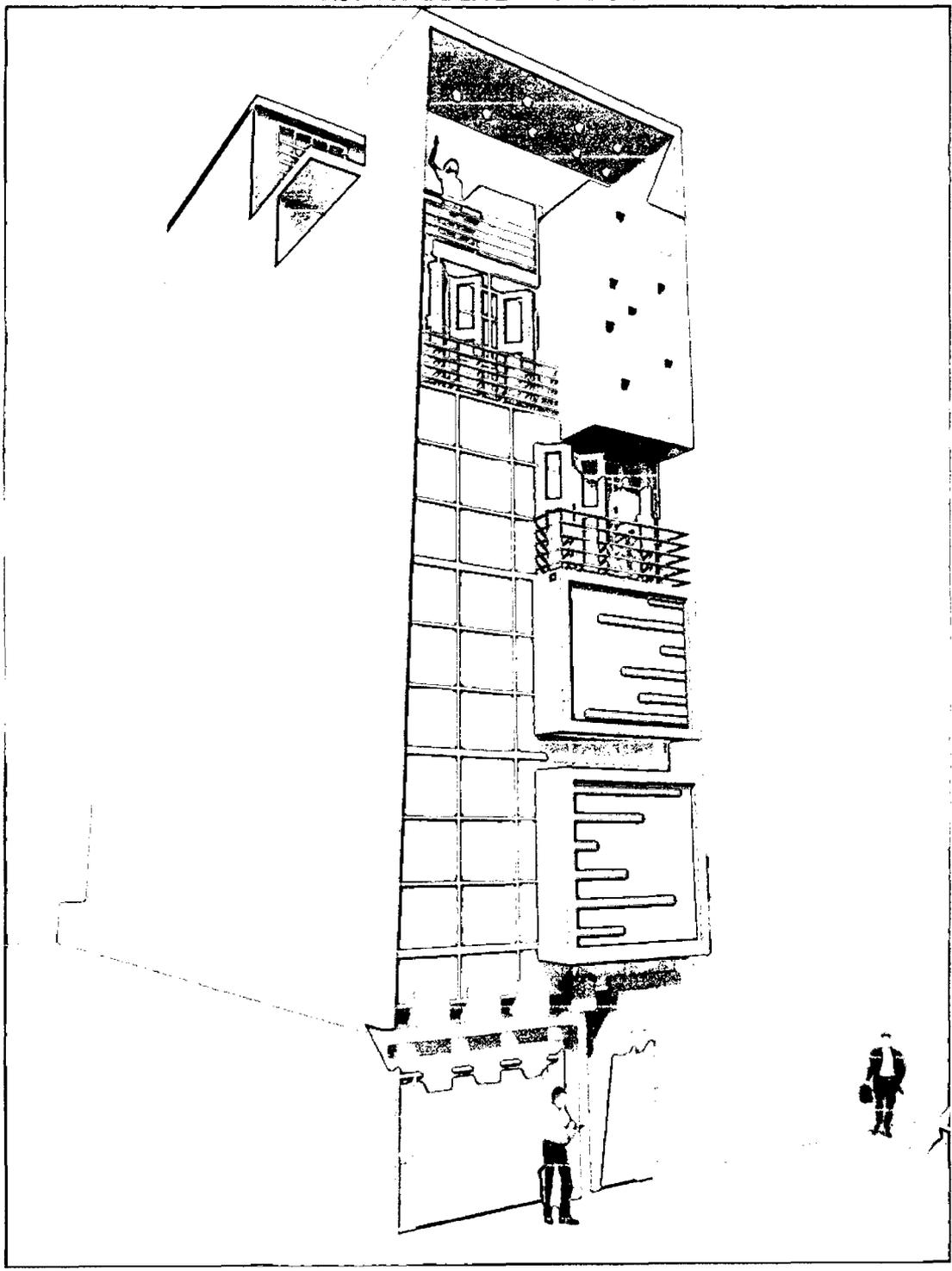
22) Acero longitudinal a utilizar

Notas:

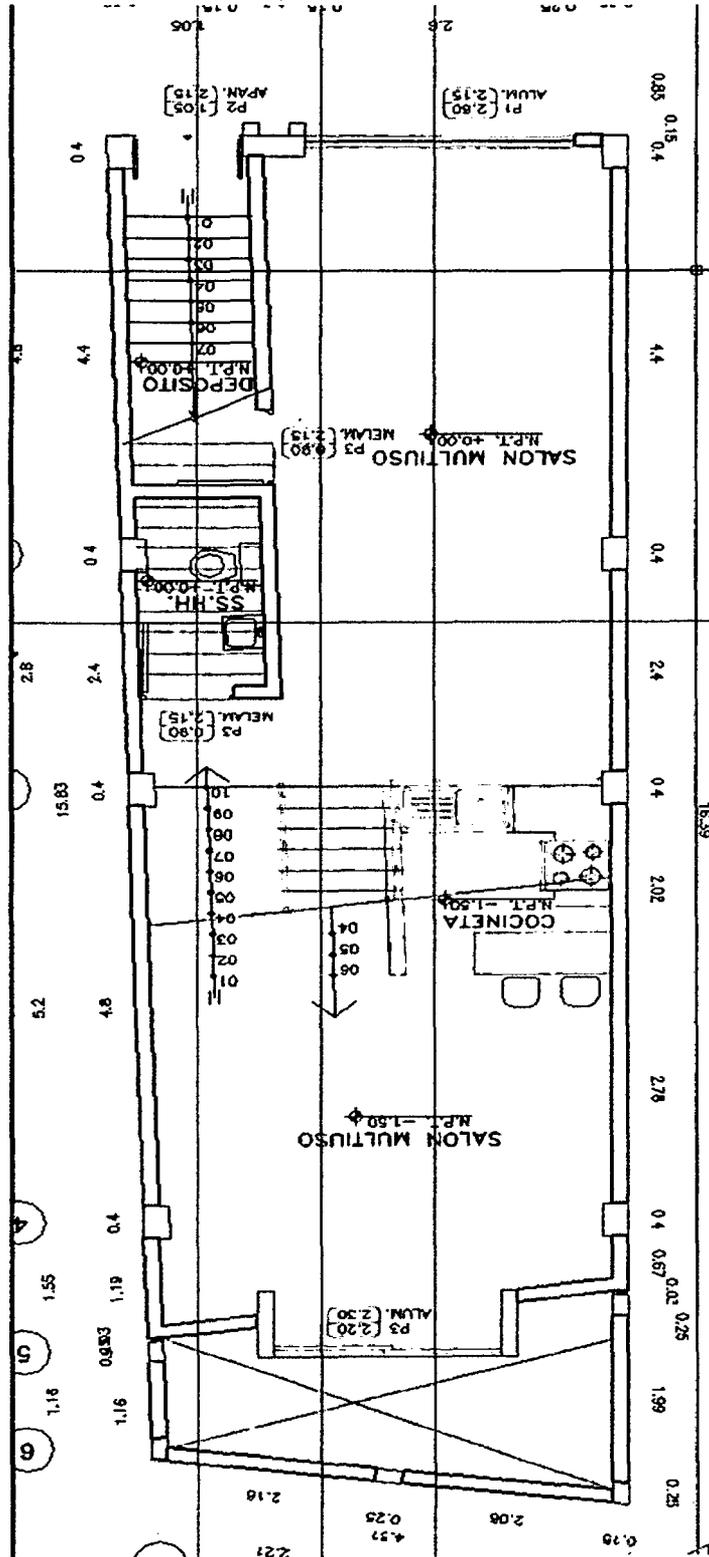
- $A_s \text{ mín} = 0.1 f'c A_{sol} / f_y$ o 4 ϕ 8 mm. En este ejemplo: $A_{sol} = 20 \times 12 = 240 \text{ cm}^2$, entonces $A_s \text{ mín} = 0.1 \times 0.175 \times 240 / 4.2 = 1 \text{ cm}^2$; usar como mínimo 4 ϕ 8 mm.

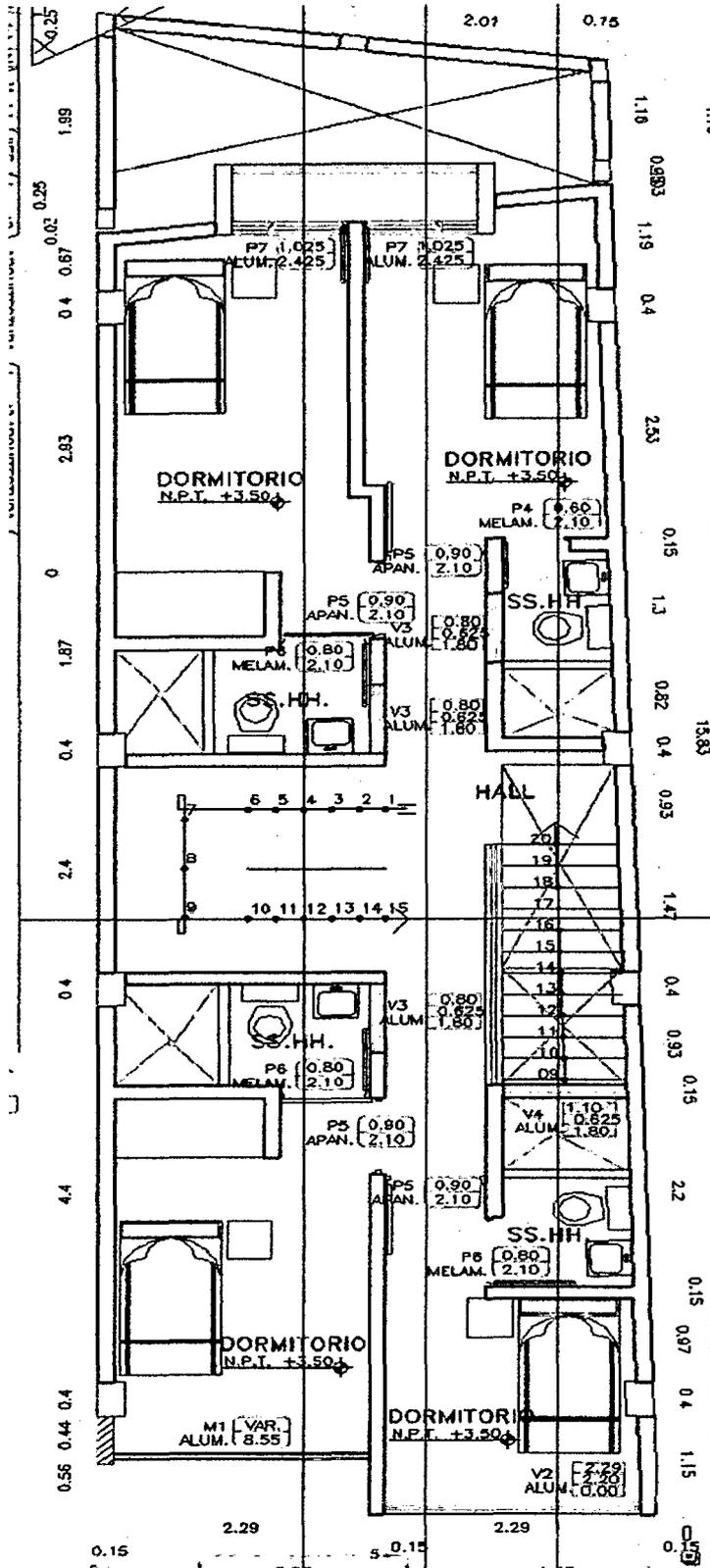
ANEXOS N° 02
PLANOS ARQUITECTONICO Y ESTRUCTURAL

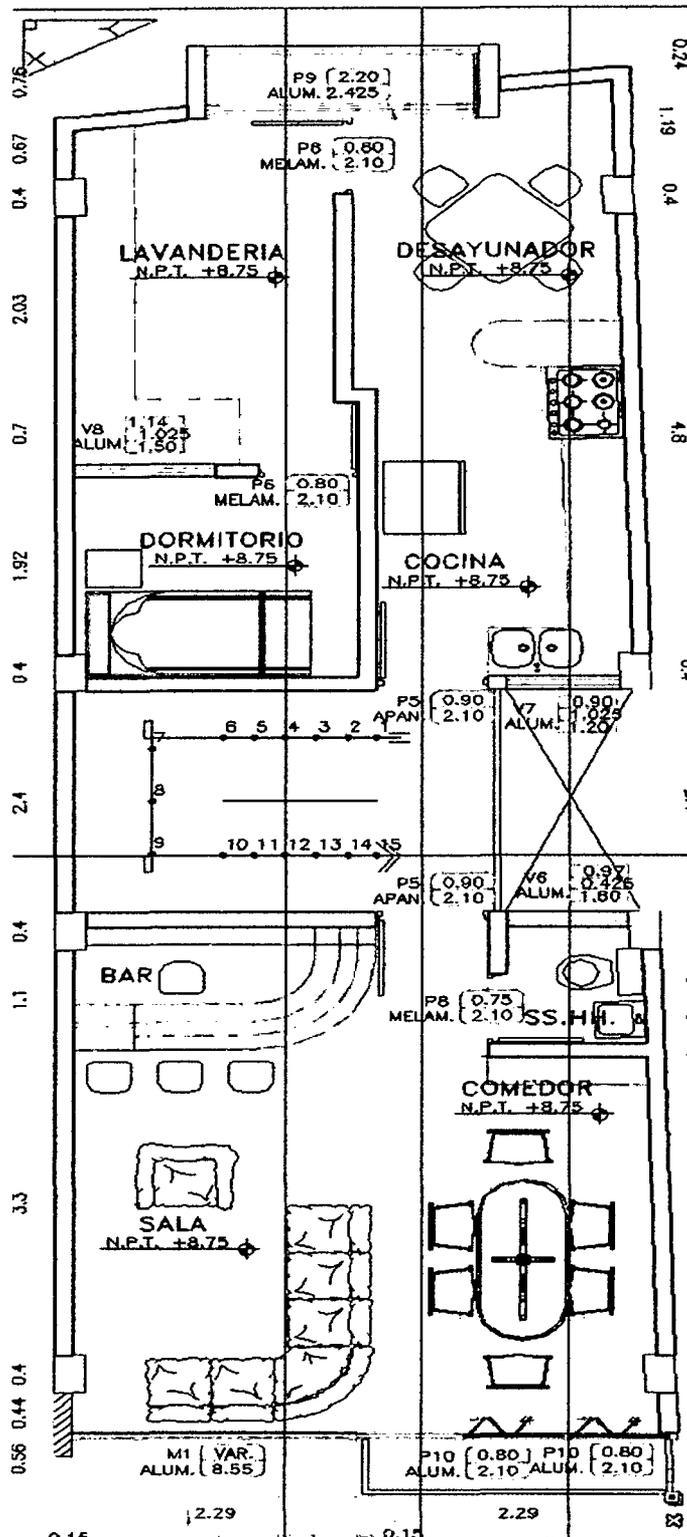
VISTA 3D DE LA EDIFICACION



PLANO ARQUITECTONICO 1ER NIVEL

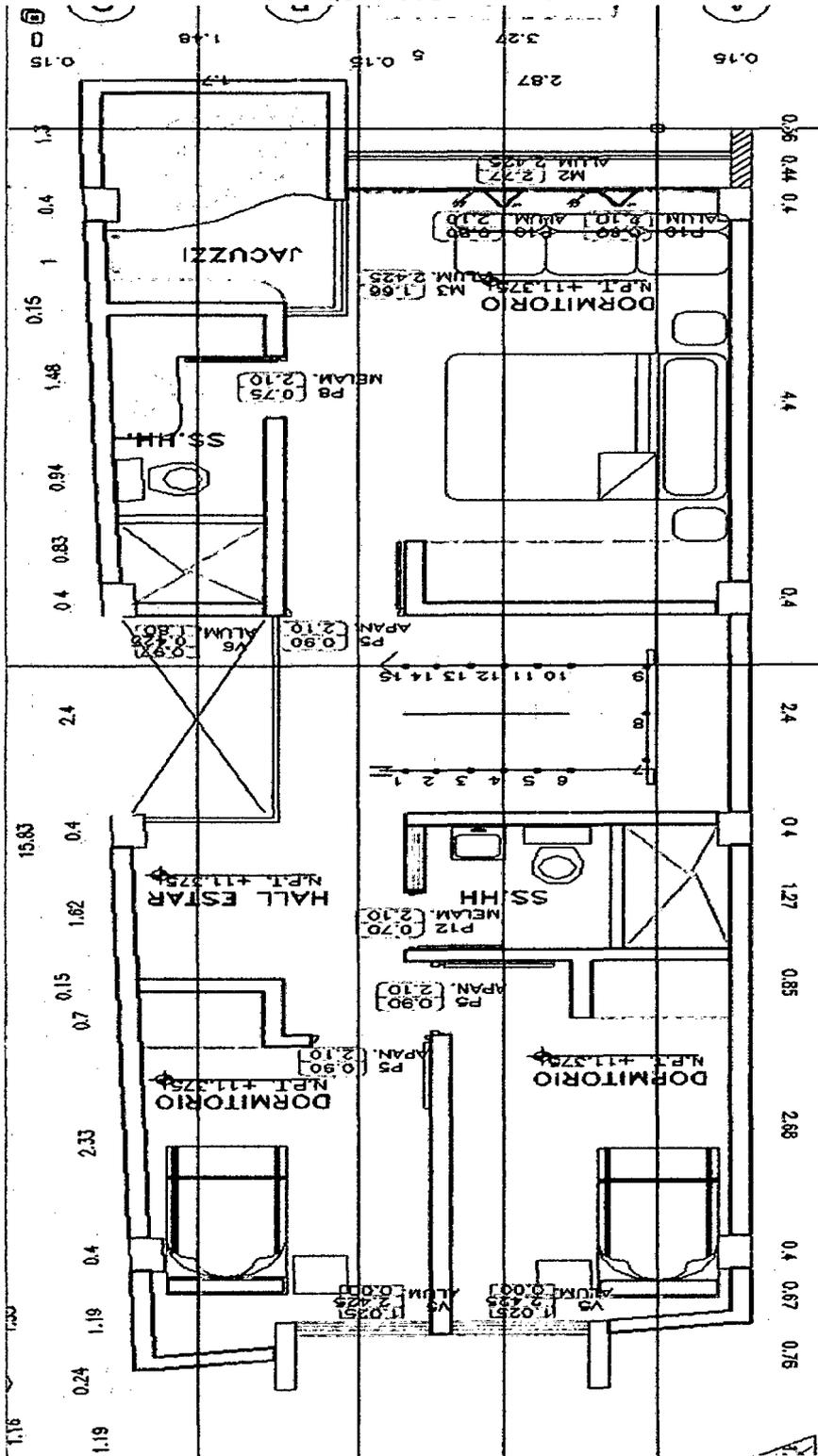




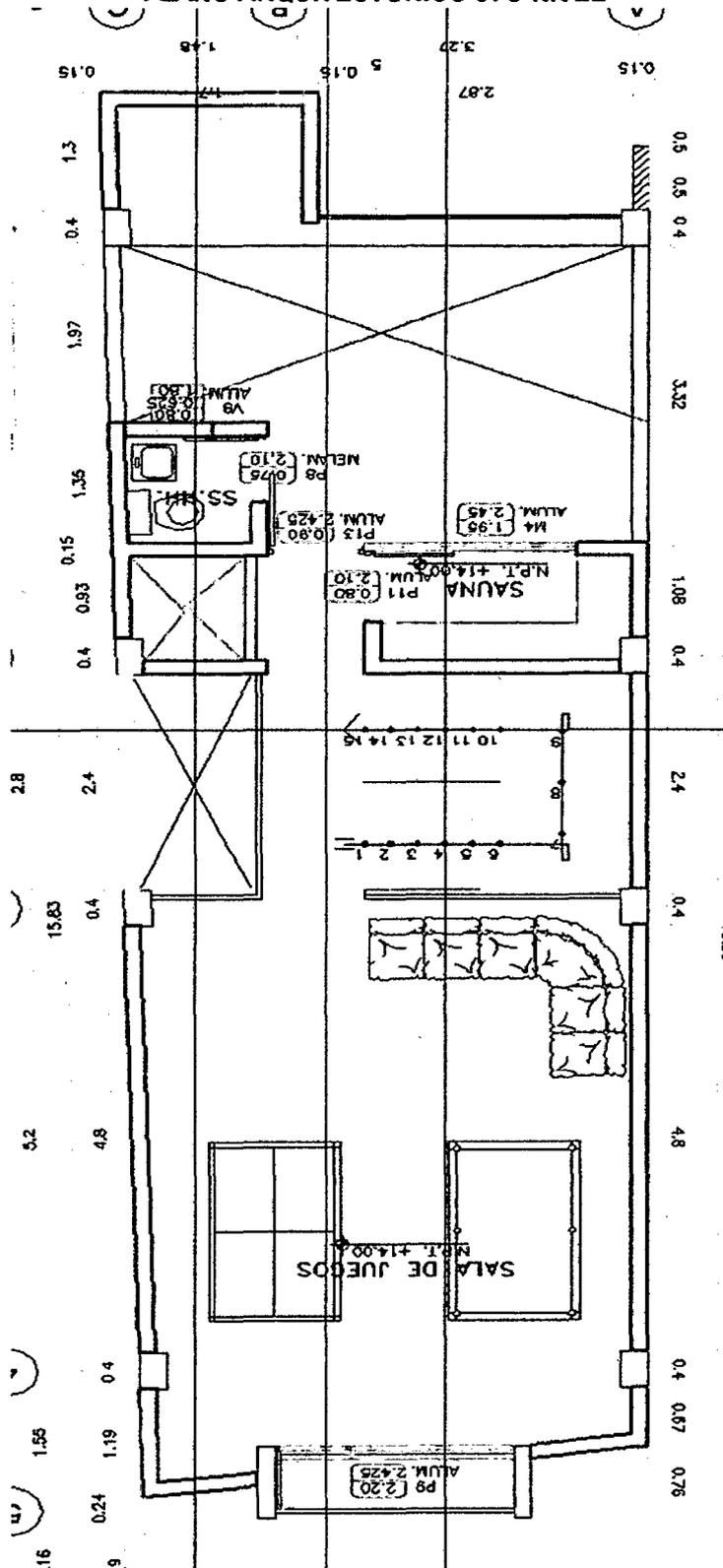


PLANO ARQUITECTONICO 3ER NIVEL

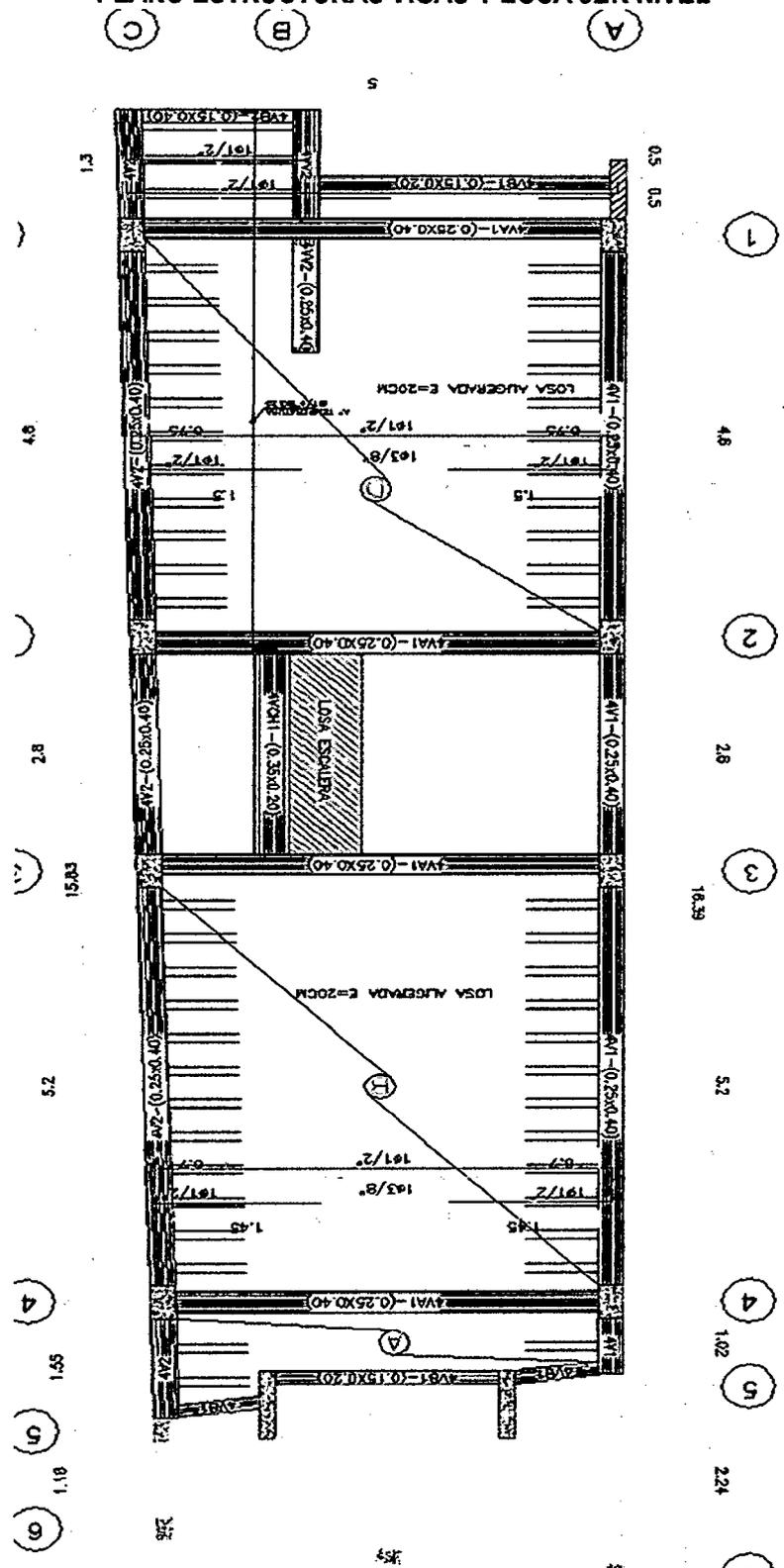
PLANO ARQUITECTONICO 4TO NIVEL

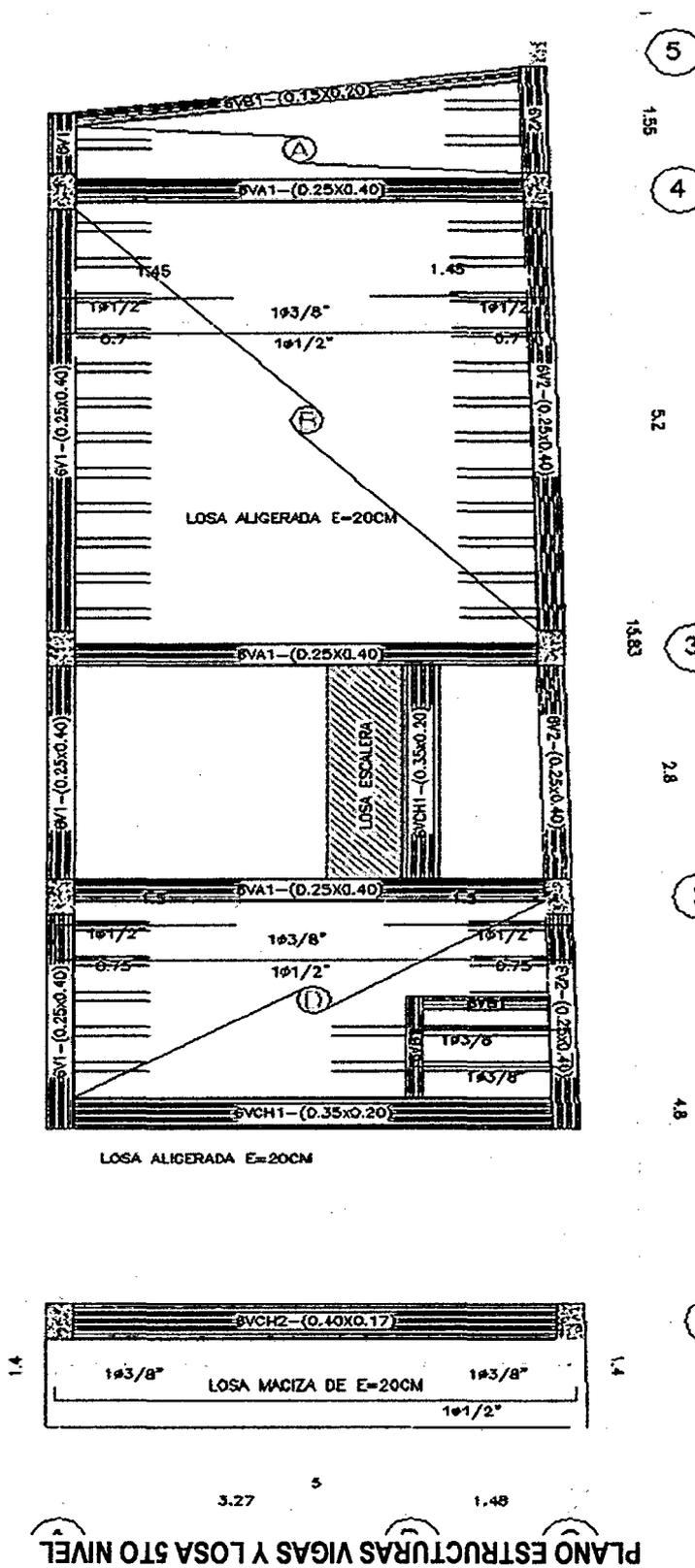


PLANO ARQUITECTONICO 5TO NIVEL

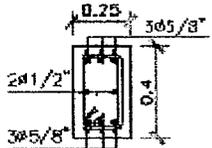
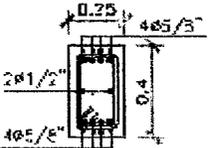
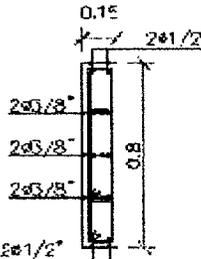
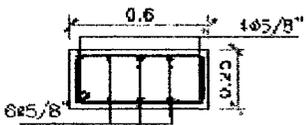


PLANO ESTRUCTURAS VIGAS Y LOSA 3ER NIVEL





PLANO ESTRUCTURAS VIGAS Y LOSA 5TO NIVEL

COLUMNA-C1	COLUMNA-02	COLUMNA-03	COLUMNA-04
 <p> • 02#1/2" • 06#5/8" □ #3/8" </p>	 <p> • 02#1/2" • 05#5/8" □ #3/8" </p>	 <p> • 06#3/8" • 04#1/2" 2 □ #3/8" </p>	 <p> • 08#3/8" • 04#1/2" □ #3/8" </p>
<p> Ø3/8"; 2@0.05.10@0.10, Rsto0.20, Ambos Sentidos </p>	<p> Ø3/8"; 2@0.05.10@0.10, Rsto0.20, Ambos Sentidos </p>	<p> Ø3/8"; 2@0.05.10@0.10, Rsto0.20, Ambos Sentidos </p>	<p> Ø3/8"; 2@0.05.10@0.10, Rsto0.20, Ambos Sentidos </p>

PLANO CUADRO DE COLUMNAS

CUADRO DE COLUMNAS

ESC: 1/25



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA
(Creada por Ley N° 25265)
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS-CIVIL-AMBIENTAL
Av. Centenario s/n Teléf. 067 458157
SECRETARIA DOCENTE



Resolución de Consejo de Facultad N° 193-2015 - FIMCA - UNH

Lircay, 03 de Junio del 2015

VISTO:

OFICIO N° 0157-2015-EPIC-FIMCA-VRAC/UNH (01-06-2015), Presentado por el Director de la EP de Ingeniería Civil - Lircay, solicitando emisión de Resolución, Aprobación del Plan de Tesis y Designación de Asesor, a favor de los Bachilleres, **BUSSO DIAZ, Hugo Gustavo** y **JORGE CHAHUAYO, Yordan Blandy**, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil Lircay de la Facultad de Ingeniería de Minas-Civil-Ambiental para ello adjuntan: solicitud de los interesados, derecho de tramite documentario, Proyectos de Investigación Científica, y demás actuados; y

CONSIDERANDO:

Que, el Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil - Lircay, presenta al Decano documentos solicitando expedir Resolución de aprobación del Plan de Tesis y Designación de Asesor a favor de los Bachilleres, **BUSSO DIAZ, Hugo Gustavo** y **JORGE CHAHUAYO, Yordan Blandy**, el Decano gen Cumplimiento de sus deberes y funciones amparadas en el Art. 167 del Estatuto de la UNH y conforme al Capítulo I Art. 17 del Reglamento de Grados y Títulos, aprobado con Resolución N° 0574-2010-R-UNH, de fecha 07 de julio del 2010, dispone al Secretario Docente de la Facultad para emitir el acto Resolutivo legal pertinente;

Que, en sesión ordinaria de Consejo de Facultad del **03 de Junio del 2015**, Aprueba, el Plan de Tesis y Designación de Asesor de Tesis a favor de los Bachilleres, **BUSSO DIAZ, Hugo Gustavo** y **JORGE CHAHUAYO, Yordan Blandy** de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil Lircay de la Facultad de Ingeniería de Minas - Civil-Ambiental. Por lo que;

SE RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- Aprobar el Proyecto de Investigación Científica (Plan de Tesis), de acuerdo al cuadro siguiente:

ARTÍCULO SEGUNDO.- Aprobar la Designación del Asesor, Ing. Andrés Z, ÑAHUI GASPAR, tal como se indica en el siguiente cuadro:

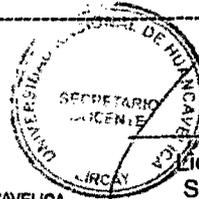
N°	EXPEDIENTE	PROYECTO DE INVESTIGACION CIENTIFICA (PLAN DE TESIS) TITULO DEL PROYECTO	RESPONSABLES DEL PROYECTO DE INVESTIGACION CIENTIFICA (PLAN DE TESIS)	ASESOR	I CURSO DE TITULACION POR TESIS
1	OFICIO N° 0157-2015- EPIC-FIMCA- VRAC/UNH (01- 06-2015)	"EVALUACION POR DESEMPEÑO SISMICO DE UNA CONSTRUCCION CONFINADA DE CINCO PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAVELICA UTILIZANDO UN ANALISIS NO LINEAL ESTATICO, DISTRITO HUANCAVELICA, PROVINCIA HUANCAVELICA, REGION HUANCAVELICA"	Bach.: BUSSO DIAZ, Hugo Gustavo Bach.: JORGE CHAHUAYO, Yordan Blandy	Ing. Andrés Z, ÑAHUI GASPAR	EPIC - Lircay

ARTÍCULO TERCERO.- Derivar la presente a las instancias respectivas e interesados, así como disponer su cumplimiento a través de la Facultad de Ingeniería de Minas - Civil-Ambiental.

"Regístrese, Comuníquese y Archívese"



DE: Dr. Felisícimo Germán Ramírez-Rosales
Decano- FIMCA-UNH



Dr. Franklin Surichaqui Gutierrez
Secretario Docente - FIMCA-UNH

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA
CERTIFICO QUE LA PRESENTE ES COPIA FIEL
DE LA ORIGINAL QUE TENGO A LA VISTA
HUANCAVELICA

Mtro. **VICTOR ROBERTO MAMANI MACHACA**
Secretario General



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA
 (Creada por Ley N° 25265)
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS-CIVIL-AMBIENTAL
 Av. Centenario s/n Teléf. 067 458157
SECRETARIA DOCENTE



Resolución de Consejo de Facultad N° 008- 2015 - FIMCA - UNH

Lircay, 24 de Junio del 2015

VISTO:

Oficio N° 0195-2015-EPIC-FIMCA-VRAC/UNH, (23-06-2015) Presentado por el Director de la EP de Ingeniería Civil, mediante el cual solicita la emisión de Resolución para designar Miembros del Jurado Calificador del Plan de Tesis de los bachilleres, **BUSSO DIAZ, Hugo Gustavo y JORGE CHAHUAYO, Yorgan**, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil - FIMCA-UNH, demás actuados, y;

CONSIDERANDO:

Que, el Director de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, presenta al Decano documentos solicitando expedir Resolución para la designación de JURADO CALIFICADOR de Tesis, el Decano en Cumplimiento de sus deberes y funciones amparadas en el Art. 167 del Estatuto de la UNH y conforme al Capítulo I Art. 17 del Reglamento de Grados y Títulos, aprobado con Resolución N° 0574-2010-R-UNH, de fecha 07 de julio del 2010, dispone al Secretario Docente de la Facultad para emitir el acto Resolutivo legal pertinente

Que, en Sesión ordinaria de Consejo de Facultad, del **24 de Junio del 2015**, se aprueba la designación del Jurado Calificador de los bachilleres, **BUSSO DIAZ, Hugo Gustavo y JORGE CHAHUAYO, Yorgan**, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de Minas – Civil; por lo que:

SE RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- APROBAR la Designación de Jurados Calificadores del Proyecto de Investigación Científica titulado "EVALUACION POR DESEMPEÑO SISMICO DE UNA CONSTRUCCION CONFINADA DE CINCO PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAVELICA UTILIZANDO UN ANALISIS NO LINEAL ESTATICO, DISTRITO HUANCAVELICA, PROVINCIA HUANCAVELICA, REGION HUANCAVELICA" de los bachilleres, **BUSSO DIAZ, Hugo Gustavo y JORGE CHAHUAYO, Yorgan**, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de Minas – Civil-Ambiental de la UNH, de acuerdo al siguiente detalle:

N°	APELLIDOS Y NOMBRES DE JURADOS	DESIGNACIÓN
01	Ing. Enrique R. CAMAC OJEDA	PRESIDENTE
02	Ing. Uriel, NEIRA CALSIN	SECRETARIO
03	Lic. Franklin, SURICHAQUI GUTIERREZ	VOCAL

ARTÍCULO SEGUNDO.- DERIVAR la presente a las instancias respectivas e interesados, así como disponer su cumplimiento a través de la Facultad de Ingeniería Minas-Civil-Ambiental.

"Regístrese, Comuníquese y Archívese"



[Handwritten signature]

Dr. Felisicimo Germán Ramirez Rosales
Decano- FIMCA-UNH



[Handwritten signature]

Lic. Franklin Surichaqui Gutierrez
Secretario Docente - FIMCA-UNH

[Handwritten signature]
VICTOR ROBERTO MAMANI MACHACA
Secretario General

24 SET. 2015



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
 (Creada por Ley N° 25265)
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS-CIVIL-AMBIENTAL
 Av. Centenario s/n Teléf. 067 458157
SECRETARIA DOCENTE



Resolución de Consejo de Facultad N° 044- 2015 - FIMCA- UNH

Lircay, 08 de Julio del 2015

VISTO:

Oficio N° 221-2015-EPIC-FIMCA-VRAC-UNH, (07-07-2015) Presentado por el Director de la EP de Ingeniería Civil-Lircay, mediante el cual solicita la emisión de Resolución de Hora y Fecha de sustentación de Tesis titulado "EVALUACION POR DESEMPEÑO SISMICO DE UNA CONSTRUCCION CONFINADA DE CINCO PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAMELICA UTILIZANDO UN ANALISIS NO LINEAL ESTATICO, DISTRITO HUANCAMELICA, PROVINCIA HUANCAMELICA, REGION HUANCAMELICA", demás actuados, y;

CONSIDERANDO:

Que, la Universidad Nacional de Huancavelica es una institución académica del más alto nivel de formación profesional de carácter humanístico, científico y tecnológico; autónomo, democrático y descentralizado que promueve la investigación y la proyección a la comunidad, comprometida con el desarrollo regional y nacional.

Que, de conformidad al Art. 17 inciso a) del Reglamento de Grados y Títulos, aprobado con Resolución N° 0574-2010-R-UNH, de fecha 07 de julio del 2010.

Que, en Sesión ordinaria de Consejo de Facultad, del **08 de Julio del 2015**, se aprueba la **HORA Y FECHA** para la sustentación de Tesis, para Optar Título Profesional de Ingeniero Civil.

El Decano en cumplimiento de sus deberes y funciones conforme a norma y demás expedientes del visto, amparado en el Artículo 167 del Estatuto de la Universidad Nacional de Huancavelica, procede a emitir el acto Resolutivo legal pertinente; por lo que:

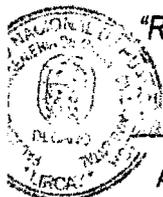
SE RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- APROBAR la **HORA Y FECHA** para la sustentación de Tesis, del Título Profesional de Ingeniero Civil, a desarrollarse el día **09 de Julio del 2015 a horas 11:00 a.m.**, de acuerdo al siguiente cuadro:

N°	TITULO DEL PROYECTO	RESPONSABLES DEL PROYECTO	ASESOR Y COASESOR	JURADOS	FECHA	HORA
01	EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SISMICO DE UNA CONSTRUCCIÓN CONFINADA DE CINCO PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAMELICA UTILIZANDO UN ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO, DISTRITO HUANCAMELICA, PROVINCIA HUANCAMELICA, REGIÓN HUANCAMELICA	<i>Bach. BUINXO DIAZ, Hugo Gustavo</i> <i>Bach. JORGE CHAHUAYO, Yorgan Blandy</i>	<i>Ing. Andrés Z. RAHUI GASPAR</i>	<i>Ing. Enrique Rigoberto, CAMAC OJEDA (PRESIDENTE)</i> <i>Ing. Uriel, NEIRA CALSIN (SECRETARIO)</i> <i>Lic. Franklin, SURICHAQUI GUTIERREZ (VOCAL)</i>	09/07/2015	11:00 a.m

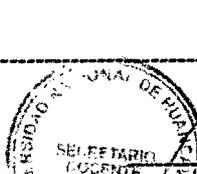
ARTÍCULO SEGUNDO.- DERIVAR la presente a las instancias respectivas e interesados, así como disponer su cumplimiento a través de la Facultad de Ingeniería Minas-Civil-Ambiental.

"Regístrese, Comuníquese y Archívese"



Arq. Hugo Camilo SALAS TOCASC
Decano- FIMCA-UNH

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
 CERTIFICO QUE LA PRESENTE ES COPIA FIEL
 DE LA ORIGINAL QUE TENGO A LA VISTA
 HUANCAMELICA



Lic. Franklin Surichaqui Gutierrez
Secretario Docente - FIMCA-UNH