



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“Diseño sísmico por desempeño para una edificación de uso
multifamiliar en la Ciudad de Huaraz - 2018”**

**TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

Calvo Vega, Raphael

Chavez Casimiro, Franklin Fidel

ASESOR:

Ing. Rivera Tena Felix

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

HUARAZ – PERÚ

2018

El jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) CALVO VEGA, RAPHAEL cuyo título es:

DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de:¹⁵..... (Número).....
.....^{QUINCE}..... (Letras).

Huaraz, 16 de diciembre Del 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY



Ing. RIVERA TENA, FELIX NICANOR



Ing. DÍAZ BETETA, DANIEL ALBERT

El jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) CHAVEZ CASIMIRO, FRANKLIN FIDEL cuyo título es:

DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de:15..... (Número).....
.....QUINCE..... (Letras).

Huaraz, 16 de diciembre Del 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY



Ing. RIVERA TENA, FELIX NICANOR



Ing. DÍAZ BETETA, DANIEL ALBERT

DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo de tesis a nuestros familiares, especialmente a nuestros padres por brindarnos la vida y brindarnos su apoyo en todo momento siendo y representando ellos la fuente de inspiración para continuar con este arduo camino.

A nuestros docentes que con su apoyo aprendimos y plasmamos los conocimientos de la ingeniería en la realidad.

A la sociedad que necesita cada día mejores ingenieros y mejores profesionales para la mejora y desarrollo permanente de nuestro país.

LOS AUTORES.

AGRADECIMIENTOS

Primeramente a Dios por iluminar nuestro camino, por cuidar nuestro objetivo y guiarnos por el camino correcto, porque con su bendición se nos es fácil pasar cualquier obstáculo.

A la Universidad Privada Cesar Vallejo que nos brinda la oportunidad de culminar una carrera de éxito.

A nuestros padres por mantenernos en pie con sus palabras de aliento.

LOS AUTORES.


DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Nosotros; Chavez Casimiro Franklin Fidel con DNI N° 42932690 y Calvo Vega Raphael con DNI N° 33348084, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que presento es veraz y autentica.

Del mismo modo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la tesis son auténticos y veraces.


En tal sentido asumimos la responsabilidad ante cualquier falsedad, ocultamiento y omisión tanto de los documentos como información aportada por la cual me someto a lo dispuesto de las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Huaraz, 16 de Diciembre del 2018.



CHAVEZ CASIMIRO, Franklin Fidel.

DNI: 42932690



CALVO VEGA, Raphael.

DNI: 33348084

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo presento ante ustedes la tesis titulada “DISEÑO SISMICO POR DESEMPEÑO DE UNA EDIFICACION MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ,2018” y siendo mi persona un futuro ingeniero civil egresado de la Universidad Cesar Vallejo con un perfil de acuerdo a nuestra normativa educativa, de un amplio conocimiento científico y con mucha creatividad e innovador dentro de los ámbitos de diseño, construcción y mantenimiento de estructuras, obras hidráulicas o de transporte, con capacidad de planificar, diseñar y construir modernas estructuras con eficiencia y responsabilidad social, por tal me encuentro con la plena seguridad de desarrollar a cabalidad el presente trabajo.

La misma que está conformada por VII capítulos dispuestas por el reglamento de la Universidad César Vallejo. En el Capítulo I se encuentra la introducción con los antecedentes, métodos , justificación y objetivos de la tesis, en el Capítulo II se encuentra la metodología de la investigación, en el Capítulo III se detallan el tratamiento de resultados, resultados según los objetivos y los resultados descriptivos de la investigación, el Capítulo IV comprende la discusión de los resultados, en el Capítulo V se establecen las conclusiones, asimismo en el Capítulo VI se mencionan las recomendaciones, y por último el Capítulo VII dispuesto para las referencias bibliográficas. La misma que presento a vuestro juicio y esperando que cumpla con los lineamientos de aprobación para obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

LOS AUTORES

ÍNDICE

ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	ii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD	vi
PRESENTACIÓN	vii
ÍNDICE	x
RESUMEN	xi
ABSTRACT.....	xii
I. INTRODUCCIÓN.....	12
1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA	12
1.2 TRABAJOS PREVIOS	12
1.3 TEORIAS RELACIONADAS AL TEMA	15
1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	49
1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.....	49
1.6 OBJETIVOS.....	51
II. MÉTODO.....	52
2.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	52
2.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	52
2.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES:	53
2.4 POBLACION Y MUESTRA	54
2.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS, VALIDEZ Y CONFIABILIDAD	54
2.6 VALIDEZ Y CONFIABILIDAD	54
2.7 MÉTODO DE ANÁLISIS DE DATOS	54
2.8 ASPECTOS ÉTICOS.....	55
2.9 ASPECTOS ADMINISTRATIVOS	55
III. RESULTADOS.....	56
IV. DISCUSION	138
V. CONCLUSIONES.....	140
VI. RECOMENDACIONES	142
REFERENCIA	143
ANEXOS.....	145

RESUMEN

Actualmente toda edificación se diseña bajo las condiciones mínimas que establece la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente para que tengan un comportamiento acorde a los principios de esta norma. El presente trabajo plantea utilizar la metodología del diseño sísmico basado en el desempeño, aplicando generalmente los criterios del documento VISION 2000 (SEAOC, 1995), que permite conocer con mayor precisión el comportamiento sísmico de las estructuras para diferentes niveles de sismo. El enfoque de esta metodología se inicia con la definición de los objetivos de desempeño, expresados en términos de niveles de daño esperado y con la identificación del peligro sísmico, generalmente representado como espectro de respuesta de aceleración. Luego se procede con el diseño estructural utilizando, entre los métodos más difundidos, el diseño basado en la fuerza (resistencia) o basado en el desplazamiento, en cada paso del diseño, es necesario realizar una comprobación de aceptabilidad para verificar que los objetivos de desempeño se cumplan, el criterio de aceptabilidad consiste en la restricción de valores en los parámetros de respuesta estructural.

El motivo principal del presente informe es observar la utilidad del Análisis No Lineal Estático Pushover, utilizado conjuntamente con la demanda sísmica proveída por la Norma Peruana de Diseño Sísmico E-030, poder obtener y evaluar el nivel de daño producido en los elementos mediante el monitoreo de las deformaciones (giros o desplazamientos) en el nivel de desempeño de la estructura y luego proceder a la verificación de los límites locales de aceptación dados por FEMA 356 y ATC-40. Otro objetivo fundamental de este trabajo es mostrar que un Análisis No Lineal Estático Pushover es un método para poder hallar las zonas “débiles” o la secuencia de falla de una estructura y poder luego tomar medidas.

Palabras claves: Desempeño sísmico, análisis no lineal, curva de capacidad y espectro de capacidad, demanda sísmica.

ABSTRACT

Currently, it will be published under the minimum conditions established by the Technical Standard E.030 Seismic Design to have a behavior in accordance with the principles of this standard. VISION 2000 (SEAOC, 1995), which allows to know with greater precision the seismic behavior of the structures for different levels of earthquake. The approach of this methodology is based on the definition of performance objectives, expressed in terms of expected levels of damage and the identification of the seismic hazard, generally as an acceleration response spectrum. Then proceed with the structural design is used, between the methods are disseminated, the design is based on strength (resistance) or is based on the displacement, at each step of the design, it is necessary to perform a check of the acceptance of the objectives of performance. are met, the acceptability criterion consists in the restriction of values in the structural response parameters.

The main reason for this is the usefulness of the analysis. Non-Linear Static Push, exploited with the seismic demand by the Peruvian Seismic Design Standard E-030, to obtain and evaluate the level of damage in the elements by monitoring the deformations (turns or displacements) in the performance level of the structure and then proceed to verification of local acceptance limits given by FEMA 356 and ATC-40. Another fundamental objective of this work is to show that a Pushover Static Nonlinear Analysis is a method to find the "weak" zones or the sequence of the failure of a structure and then take action.

Keywords: Seismic performance, non-linear analysis, capacity curve and capacity spectrum, seismic demand.

I. INTRODUCCIÓN

1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA

La experiencia de sismos recientes ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque implícito de los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados; el desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en estos códigos y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismorresistente. De hecho, la mayoría de metodologías de evaluación y previsiones para el diseño sísmico, solo consideran un nivel de movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociados a sismos de naturaleza más frecuente. En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso debido a grandes sismos no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña o moderada intensidad, por lo que se requiere definir múltiples niveles de desempeño como una estrategia para disponer de nuevas alternativas aceptables. En este sentido se han impulsado una serie de propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en los conceptos de desempeño sísmico, donde la aceptación de los diferentes niveles de daños se determina basada en la frecuencia con los cuales estos daños ocurren y en las consecuencias que tienen sobre los usuarios y la comunidad.

Los criterios de diseño sísmico basado en resistencia, o fuerza, propuestos y exigidos por los diferentes códigos en los últimos 80 años, incluyendo la norma técnica peruana E.030 Diseño Sismorresistente, tienen como objetivo lograr el diseño de estructuras con adecuados niveles de integridad y resistencia que eviten pérdidas humanas y económicas durante la acción de un evento sísmico.

1.2 TRABAJOS PREVIOS

A nivel internacional:

Silva (2011), en su tesis de maestría denominada “Vulnerabilidad sísmica estructural en viviendas sociales, y evaluación preliminar de riesgo sísmico en la región metropolitana”, realizada en la Universidad de Chile; tuvo como objetivo general evaluar el riesgo sísmico en algunas comunas de la Región Metropolitana, mediante un análisis de vulnerabilidad sísmica estructural a una muestra de viviendas sociales construidas entre los años 1980 y 2001, y a través de la generación de mapas de peligro sísmico probabilístico y determinístico.

Concluyó que el comportamiento sísmico de las construcciones de albañilería de ladrillo reforzada o confinada, ha sido en general satisfactorio en estructuras de hasta 3 ó 4 pisos de altura, poniendo de manifiesto la eficacia de confinar la albañilería con elementos de hormigón armado. Que el mal comportamiento sísmico observado en edificios de albañilería simple (no reforzada) demostró la necesidad de reforzar la albañilería para garantizar la integridad después que se agrietan los muros, con el propósito de evitar colapsos parciales o totales. Dada la enseñanza internacional y nacional, es que surgieron las primeras ordenanzas de construcción de viviendas de albañilería en zonas sísmicas. Que los beneficios de las mejoras en la construcción quedaron de manifiesto con el terremoto intraplaca de Chillán en 1939 (M~7.8).

Villanueva (2009), en su tesis para obtener el título de ingeniero civil titulada “Diseño sísmico por desempeño aplicado a un edificio de hormigón armado”, realizada en la Universidad Austral de Chile; tuvo como objetivo general Aplicar la metodología de Diseño Sísmico Por Desempeño a una estructura de hormigón armado, en base a muros y marcos, y comparar los resultados con los obtenidos al aplicar la Norma Chilena NCh 433 Of.96 “Diseño Sísmico de Edificios”. Concluyó que los factores de reducción de la demanda sísmica R_{μ} fueron menores que la norma chilena, el factor de reducción sísmica para un Sismo Raro fue de 60,5% menor y el factores de reducción de la demanda sísmica obtenido para el Sismo Muy Raro fue un 42,3% menor, al obtenido utilizando la norma. Que las ductilidades obtenidas fueron menores que la ductilidad ultima $\mu=12,2840$. Que la ductilidad de desempeño obtenida para un Sismo Raro es $\mu= 1,9030$ equivalente a un 15,25% de la ductilidad última. Que la ductilidad de desempeño obtenida para un Sismo Muy Raro es $\mu= 3,1939$ equivalente a un 26,00% de la ductilidad última. Que la estructura sometida a un Sismo Frecuente alcanzó un 13,62% del corte de fluencia y Vy un 32,4% del corte de diseño Q0. Que la estructura sometida a un Sismo Ocasional alcanzó un 19,07% del corte de fluencia y V y un 45,4% del corte de diseño Q0., la estructura sometida a un Sismo Raro alcanzó un 86,00% del corte basal último u V y un 241,6% del corte de diseño Q0. La estructura sometida a un sismo Muy Raro alcanza un 87,7 % del corte basal último u V y un 246,5 % del corte de diseño Q0. Que la aplicación de diseño sismo por desempeño permitió conocer en detalle el comportamiento de una estructura cuando esta es sometida a un determinado sismo, pudiendo de esta manera comprobar si el diseño preliminar utilizando la normativa nacional.

Sánchez (2010), en tu tesis de grado titulada “Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado -Edición Única”, realizada en el Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey. México; tuvo como objetivo general evaluar el comportamiento sísmico de una edificación categoría A “esencial” aplicando los criterios del diseño sísmico basado en desempeño. Concluyó que el comportamiento de cada elemento fue en el rango inelástico, que permitió predecir con certeza el comportamiento del edificio para cada demanda, que las distorsiones obtenidas demostraron que el procedimiento de diseño sísmico de RCDF tuvo un comportamiento adecuado al colapso y fue muy conservador, lo mismo para el estado límite de servicio. Que la estabilización de los armados fue satisfactoria. Que no se consideraron los efectos $P\Delta$ pues no influyeron de manera importante en la respuesta dinámica, dado que el colapso se da a distorsiones relativamente bajas 0.5 de lo requerido por el RCDF, y la presencia de muros de corte que provocan distorsiones en los pisos superiores, no en la parte inferior.

A nivel nacional:

Ayala (2017), en su tesis de grado titulada “Diseño del edificio multifamiliar “Los Robles” urbanización Santa María, Distrito de José Leonardo Ortiz, provincia Chiclayo, Región Lambayeque 2017”, desarrollado en la Universidad César Vallejo. Lambayeque Perú; tuvo como objetivo general desarrollar el diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado de cuatro pisos, destinados al uso de vivienda, ubicado en la urbanización Santa María. Concluyó que la muestra M2 de la calicata N°01, se obtuvo una cohesión de 0.16 kg/cm² y un ángulo de rozamiento interno de 16.53°, asumiendo un Df=1.50m y ancho de cimentación 1.50m (cimentación cuadrada), se obtuvo una capacidad admisible de 0.61 kg/cm². En la muestra M2 de la calicata N°02, se obtuvo una cohesión de 0.16 kg/cm² y un ángulo de rozamiento interno de 17.59°, asumiendo un Df=2.00m y ancho de cimentación 1.50m (cimentación cuadrada), se obtuvo una capacidad admisible de 0.73 kg/cm². Que para la muestra M2 de la calicata N°03, se obtuvo una cohesión de 0.14 kg/cm² y un ángulo de rozamiento interno de 17.84°, asumiendo un Df=2.50m y ancho de cimentación 1.50m (cimentación cuadrada), se obtuvo una capacidad admisible de 0.79 kg/cm². Que los resultados mostrados para la capacidad portante fueron válidos para el proyecto y tomando en cuenta los parámetros asumidos, como ancho de cimentación y profundidad de desplante.

Cisneros (2014), en su tesis de grado denominada “Análisis y diseño sísmico por desempeño de la infraestructura de la escuela profesional de ingeniería civil”, realizada en la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho Perú; tuvo como objetivo general determinar el comportamiento de la infraestructura de Ingeniería Civil para las demandas sísmicas consideradas en la nueva Filosofía de Diseño Sismo resistente. Concluyó que el resultado del análisis estático no lineal, mostró que para una edificación básica, con sistema estructural aporticado sin la incorporación de muros de mampostería, diseñada con los criterios de la Norma Peruana E.030, tuvo un performance dentro del rango elástico cuando fue sometido a un nivel de sismo frecuente y sismo ocasional, y para los sismos severos y muy raro incurrió en el rango inelástico alcanzando un nivel de desempeño operacional y seguridad de vida respectivamente. Que en la dirección Y de análisis de la edificación, frente a los sismos frecuente y ocasional la estructura incurrió en el rango inelástico alcanzando un nivel de performance operacional. Que se comprobó en las secciones de columnas del edificio analizado que a mayor cuantía de acero de refuerzo es menor la capacidad de comportamiento inelástico, pero en ningún momento las secciones requieren cuantías más de lo permitido por la Norma E.060, trabajando adecuadamente con una cuantía de 3%. Que la rigidez lateral supuesta igual en ambas direcciones de análisis no cumplió en la práctica. Que el mecanismo de viga débil y columna fuerte se cumple, debido a la primera incursión inelástica de los elementos viga luego de los elementos columna, esto se logra apreciar a través del proceso de plastificación de los elementos resistentes.

1.3 TEORIAS RELACIONADAS AL TEMA

Fundamentación teórica de diseño sísmico por desempeño

La filosofía del diseño sismorresistente en los códigos actuales, basados en resistencia, tiene como objetivo principal dotar a las estructuras las capacidades de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos severos con posibilidad de daños importantes sin que se produzca el colapso.

Bertero (1995), señala que los códigos sísmicos modernos, que intentan reflejar grandes avances en conocimiento y entendimiento de una manera muy simple, no son transparentes sobre el nivel esperado de comportamiento o respuesta del sistema completo. de acuerdo con este razonamiento, el desempeño en términos del daño potencial no se cuantifica, debido a que por lo general solo se considera el nivel del movimiento del terreno para el cual la

edificación no debería colapsar y rara vez se reconoce que pueden suceder daños considerables y pérdidas relacionadas a sismos que se manifiestan con cierta frecuencia. Las deficiencias detectadas en el desempeño de las estructuras cuando son sometidas a movimientos telúricos de diferente intensidad han dado origen al enfoque de diseño por desempeño.

El diseño por desempeño concibe a las edificaciones en su diseño con la capacidad de demostrar comportamientos predecibles ante la eventualidad de ocurrencia de diferentes grados de sismos. Este paradigma o enfoque implica tres fases: conceptual; numérica y evaluación; implementación. La fase conceptual define los niveles de desempeño y amenaza esperados para la edificación: el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) y el ATC-40 (1996). En la fase numérica y de evaluación se analiza la estructura mediante diferentes métodos que pueden ser lineales equivalentes o no lineales. Esta metodología busca determinar la capacidad y compararla con la demanda, determinando el nivel de desempeño de la estructura para cada una de las intensidades de sismo definidas en la fase conceptual.

En la fase de implementación se desarrollan los ajustes a la estructura con la finalidad de cumplir con los objetivos de diseño planteados.

El diseño por desempeño aparte de cubrir con las etapas de selección de los objetivos de comportamiento: características sísmicas del terreno, diseño conceptual, diseño preliminar, diseño final, chequeos de aceptación durante el diseño y revisión del diseño; también desarrolla el control de calidad durante la construcción y mantenimiento durante la vida de la estructura.

1.3.1. Concepto de diseño basado en desempeño

El concepto de diseño basado por desempeño demuestra varios conceptos de desempeño las cuales son las siguientes:

Concepto General del SEAOC (1995): Este concepto define a la ingeniería basada en desempeño sismorresistente de una edificación como una selección de criterios de diseño, sistema estructural apropiado, proporcionalidad y detallado de una estructura y su componente no estructural y contenido; para asegurar y controlar la calidad de la construcción y mantenimiento; para cada nivel especificado de movimiento sísmico, con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no superará los daños ante ciertos estados límites u otro límites inusuales. Los estados límites referidos se denominan niveles de desempeño. Los niveles de desempeño son acoplados con niveles especificados de

movimiento sísmico probable para definir los “objetivos de diseño” para los cuales se diseña la estructura. El logro de los objetivos de desempeño nunca se garantiza pero se espera, con niveles definidos de riesgo y confiabilidad.

Concepto ATC-40 (1996): El diseño de edificaciones basado en el desempeño, se refiere a la metodología de diseño en la cual el criterio estructural se expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño. En contraste al método convencional en el cual el criterio estructural se define por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerza cortante aplicados.

Concepto del FEMA-273 (1995): Los conceptos y terminología de diseño basados en desempeño son nuevos y deben ser cuidadosamente estudiados y discutidos con los ocupantes. Se entiende la terminología nivel de desempeño para representar las metas de diseño. El desempeño sismorresistente de una edificación puede ser descrito cualitativamente en términos de: seguridad ofrecida a los ocupantes durante y después del evento sísmico, el costo y facilidad de reparación de la edificación antes del sismo, el periodo del tiempo durante el cual la edificación interrumpe su servicio o uso para llevar a cabo la reparación, la economía, la arquitectura e impacto histórico sobre la comunidad. Estas características de desempeño sismorresistente son relacionadas directamente al grado de daño sufrido por la edificación. El grado de daño de la edificación se categoriza como nivel de desempeño de la edificación. Cada nivel consiste de un nivel de desempeño estructural, el cual define los daños aceptables para el sistema estructural, y los daños aceptables en los componentes no estructurales y contenido.

1.3.2. Comportamiento de edificaciones ante acciones laterales

El estudio del comportamiento de edificaciones ante acciones laterales es importante ya que los sismos imponen desplazamientos laterales a la estructura. Los daños en las edificaciones están directamente relacionados con los desplazamientos laterales. Por lo tanto es importante estudiar el comportamiento sísmico de las Edificaciones mediante la realización de ensayos experimentales de desplazamientos laterales.

1.3.3. Ensayos Experimentales de acciones laterales

Estos ensayos consisten en aplicar desplazamientos laterales controlados que varían lentamente durante el ensayo de tal manera que como no aparecen fuerzas de inercia significativas, es posible estudiar directamente las relaciones fuerza restitutiva vs. Desplazamiento lateral. Estos ensayos se controlan por los desplazamientos que va experimentando el espécimen y pueden ser de desplazamientos incrementales en un solo sentido (ensayos monotónicos) o de acciones cíclicas incrementales.

El ensayo de desplazamiento incremental monotónico consiste en imponer a la estructura un juego de desplazamientos laterales crecientes en un solo sentido. Durante el proceso se van registrando desplazamientos y fuerzas aplicadas y como resultado se obtiene una curva fuerza cortante en la base vs. Desplazamiento de algún punto de la estructura, normalmente en el último piso (techo); esta curva se conoce como la curva de capacidad de la estructura (Figura 1).

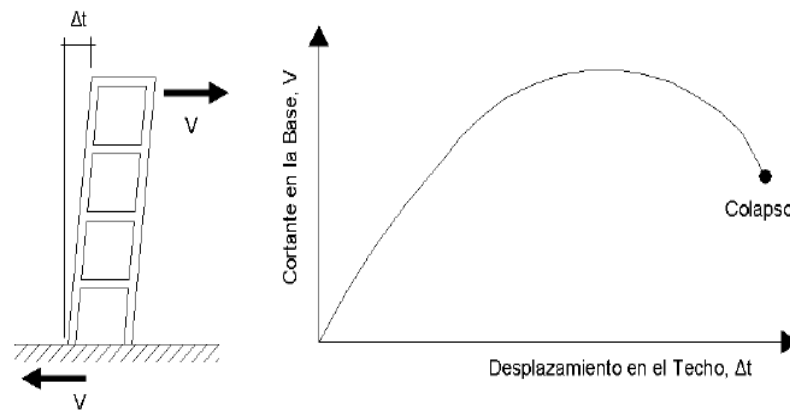


Figura 1. Ensayo monotónico y curva de capacidad.

El ensayo cíclico incremental consiste en someter a una estructura a varios ciclos de desplazamientos laterales en ambos sentidos. En cada ciclo del ensayo el desplazamiento máximo se incrementa siguiendo un patrón preestablecido como el mostrado en la figura 2.

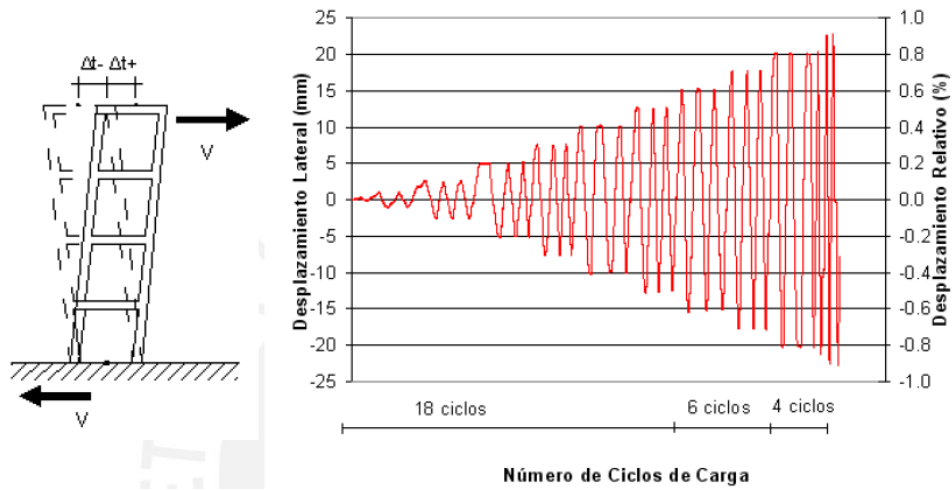


Figura 2. Ensayo Cíclico

Durante el ensayo se registran la fuerza y el desplazamiento y se obtiene una curva que muestra cómo va cambiando la relación fuerza-desplazamiento con los ciclos de carga y descarga. La curva de capacidad (curva que relaciona la fuerza cortante basal con el desplazamiento en el último nivel) (figura 3); se obtiene luego como la envolvente de los ciclos de histéresis de un ensayo de desplazamiento cíclico incremental.

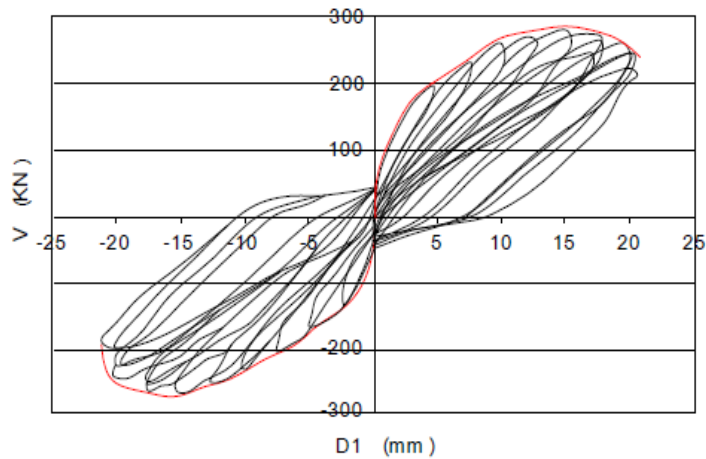


Figura 3. Curva de Capacidad de un ensayo cíclico

El efecto de la degradación estructural causada por las oscilaciones durante los sismos se logra representar con los ensayos cíclicos incrementales.

1.3.4. Relación daño – deriva

El daño sísmico se interpreta como el nivel de deterioro de un sistema estructural o no estructural causado por la acción de un evento sísmico. El daño estructural es el que se produce en los elementos que conforman el sistema resistente (columnas, vigas, muros de corte); los elementos que no forman parte de este sistema estructural resistente, por ejemplo, la tabiquería o los revestimientos, se consideran dentro del daño no estructural.

Los diferentes sismos ocurridos han revelado la directa relación entre el daño que sufren las edificaciones con los niveles de desplazamiento lateral. Con el fin de controlar los daños, los diferentes códigos de diseño sismorresistente han considerado limitar los desplazamientos laterales con un parámetro muy utilizado llamado distorsión o deriva de entrepiso “ ϕ ”, es decir, el desplazamiento relativo entrepiso Δ_i , (fig. 4), dividido entre la altura de entrepiso H_i ,

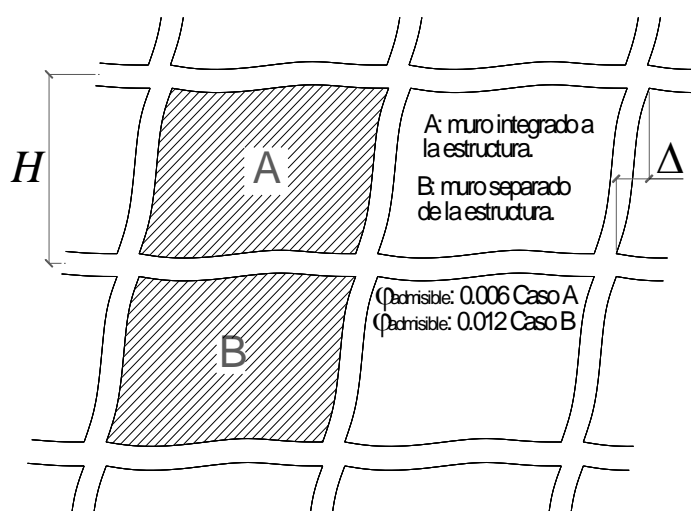


Figura 4. Deriva de entrepiso admisible

La Norma Peruana E.030 establece límites para el desplazamiento relativo de entrepiso, por ejemplo, para estructuras de concreto armado el desplazamiento relativo entrepiso es 0.007 veces la altura del mismo entrepiso, estas deformaciones son del orden de 3.5 veces mayores

que las que son suficientes para iniciar daños en elementos no estructurales de albañilería. Eso implica que sólo se pretende evitar el daño no estructural para sismos del orden de poco menos de un tercio de la intensidad del sismo de diseño.

La ingeniería basada en desempeño involucra el diseño completo y permite que el edificio sea construido para resistir sismos de diferentes magnitudes, permitiendo ciertos límites de daño. La limitación de los estados de daño se refiere al término de niveles de desempeño, que generalmente tienen como parámetro de respuesta estructural la deriva de entrepiso.

Para la evaluación de desempeño de la edificación en estudio se utilizó como parámetro de respuesta estructural la curvatura, la cual se determina en función de los límites de desempeño de los materiales, con el fin de analizar el criterio del desplazamiento lateral permisible establecido en el artículo 15.1 de la Norma Peruana E.030.

1.3.5. Relación momento – curvatura

Una de las herramientas básicas para el diseño sísmico basado en desempeño es la relación Momento – Curvatura ($M - \phi$) para secciones de estructuras de concreto reforzado, análoga a la relación fuerza axial – deformación unitaria de una sección.

Esta relación es usada para definir lo siguiente:

- ✓ La capacidad nominal a la flexión de la sección.
- ✓ Capacidad máxima o sobrerresistencia de la sección.
- ✓ Curvatura a la primera fluencia.
- ✓ Curvatura última y ductilidad de la sección (o ductilidad de curvatura).
- ✓ Curvaturas correspondientes a límites de desempeño de los materiales.

1.3.6. Ductilidad y deformación de los elementos por flexión

La ductilidad es la capacidad que tiene un elemento de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la falla. Un aspecto muy importante en el diseño estructural es la ductilidad de la estructura cuando está sujeta a cargas sísmicas, por ello la filosofía actual de diseño se basa en la absorción y disipación de energía mediante las deformaciones en el rango inelástico sin pérdida significativa de su rigidez, las cuales son muy importantes para evaluar el desempeño de una edificación diseñada por flexión.

1.3.7. Curvatura de un elemento a flexión

La siguiente figura muestra la deformación en un elemento causado por el momento flector M , (fig.5); la cual se mide por la curvatura en la superficie neutra. La curvatura ϕ se define

como el inverso del radio de curvatura R y se interpreta como la rotación por longitud unitaria del elemento.

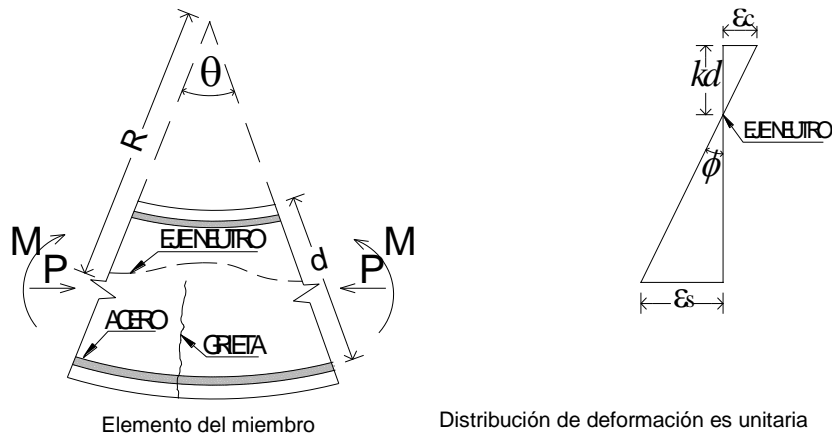


Figura 5. Deformación de un elemento a flexión

El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro kd , la deformación del concreto en la fibra extrema de 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 solamente un pequeño elemento de longitud dx del miembro y utilizando la notación de la figura anterior, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento.

Durante los sismos, el comportamiento inelástico en las estructuras de pórticos de concreto armado se suele concentrar en zonas de alta demanda sísmica, zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada “ L ”, el daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos como se muestra en la (fig. 6)

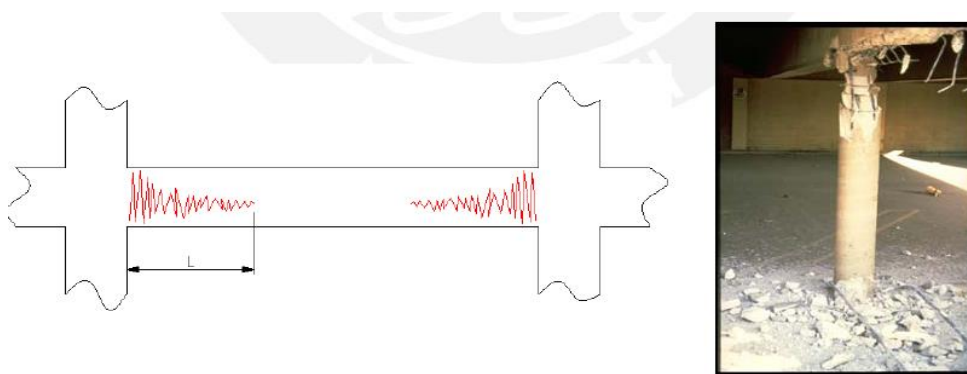


Figura 6. Concentración de rótulas en los extremos

Para propósitos del modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentra toda la deformación inelástica, esta zona se denomina rotula plástica y le

corresponde una longitud “ L_p ” como se muestra en la (fig. 7); Una aproximación para la longitud efectiva “ L_p ” es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p = 0.4h$ o $0.5h$).

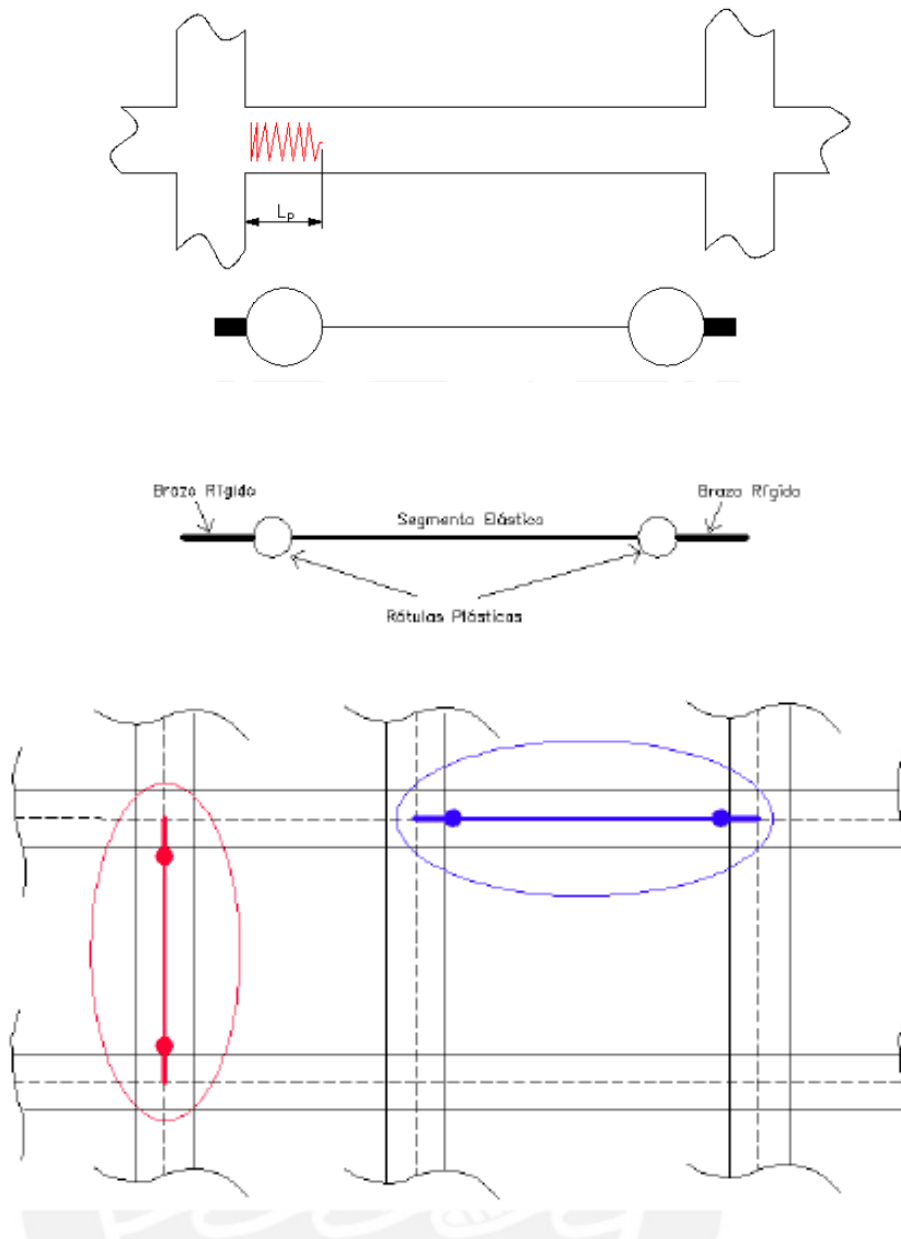


Figura 7. Modelación de vigas y columnas en edificios aporticados

DAÑO ESTRUCTURAL POR EFECTOS SÍSMICOS

En la actualidad las normas sísmicas prescriben que una estructura sometida a sismos moderados puede experimentar daño estructural, pero no definen claramente concepto de daño, ni la metodología para su cuantificación.

El proceso de evaluar e interpretar el daño es difícil, ya que son muchas las variables que hacen complejo su modelamiento.

a) Clasificación del Daño

El daño de los materiales ocurre a través de un proceso continuo en los cuales ellos se fracturan. El daño puede ser clasificado según el tipo de elementos que afecte así.

b) Daño Estructural

El daño estructural es el tipo de daño que más importancia tiene ya que está directamente relacionado con el colapso de la estructura o con una reparación demasiado costosa. La calidad de los materiales, la configuración y tipo de sistema resistente a carga lateral y las características del movimiento sísmico (número de ciclos de carga, periodo, duración) influirán en el grado de daño de los distintos elementos estructurales.

A causa de sismos fuertes es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexo compresión.

En vigas, se producen grietas diagonales y rotura de estribos, a causa de cortante y/o torsión, grietas verticales, roturas de refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y debajo de la sección como resultado de las cargas alternadas. Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas, a causa del poco desarrollo del mismo y/o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión.

c) Daño no estructural

El sistema no estructural en un edificio comprende los componentes arquitectónicos (particiones, ventanas, etc.), sistemas mecánicos (ductos, elevadores, etc.), sistemas eléctricos (seguridad, comunicaciones, etc.) y contenidos (mobiliarios, computadores, etc.). Estos elementos pueden a su vez dividirse en elementos sensitivos a la deformación y elementos sensitivos a la aceleración de la estructura. Entre los daños más comunes se

encuentran el agrietamiento de elementos divisorios, desprendimiento de los acabados, rotura de vidrios y de instalaciones de diferente tipo. En forma tradicional los códigos han enfatizado la seguridad de la vida como su primer objetivo, presentándose poca importancia a los componentes no estructurales.

Generalmente, los daños no estructurales se deben a la unión inadecuada entre los muros de relleno o divisorios, las instalaciones y la estructura, o a la falta de rigidez de la misma, lo que se traduce en excesivas deformaciones que no pueden ser absorbidas por este tipo de componentes.

Los daños no estructurales más comunes son el agrietamiento de elementos divisorios de mampostería, el aplastamiento de las uniones entre estructuras y los elementos no estructurales, el desprendimiento de acabados y la rotura de vidrios y de instalaciones de diferente tipo.

En los muros divisorios de mampostería, el cortante produce grietas diagonales usualmente en forma de equis. La tendencia de vuelco de los mismos y la flexión pueden producir grietas verticales en sus esquinas y en su zona central. Efectos perjudiciales de este tipo se producen durante casi todos los terremotos, particularmente cuando se trata de sistemas estructurales flexibles que contienen tabiques o muros que llenan parcial o totalmente con mampostería rígida de ladrillo el entramado de vigas y columnas.

CURVAS DE CAPACIDAD Y DE FRAGILIDAD

La caracterización del daño, obtenido mediante técnicas analíticas o como resultado de la observación de los efectos de los terremotos sobre las estructuras ha contribuido a la calibración de funciones de pérdidas o de vulnerabilidad. Sin embargo, en los últimos años se han diferenciado dos tipos de curvas: de fragilidad y de capacidad. Las primeras se usan para estimar la probabilidad de alcanzar o exceder estados de daño específicos para un determinado nivel de respuesta sísmica.

La probabilidad de alcanzar un estado de daño, mediante esta técnica, se calcula con la diferencia entre las curvas de fragilidad para desarrollo de estas funciones, normalmente, se ha hecho primero una clasificación de los edificios según su sistema estructural, su uso, altura, etc. En algunos casos, estas funciones predicen el daño en forma separada sobre el sistema estructural, los elementos no estructurales sensibles a inclinaciones (como muros divisorios) y sensibles a la aceleración (como techos suspendidos). En general, para estas funciones se definen cuatro niveles de daño: Leve, moderado, Fuerte y total. Por lo tanto, las

curvas de fragilidad son, en síntesis, funciones que describen la probabilidad de alcanzar o exceder un nivel de daño estructural o no estructural, dado un valor determinístico de respuesta, como de desplazamiento espectral. Un ejemplo de este tipo de curva se ilustra en la (fig. 8).

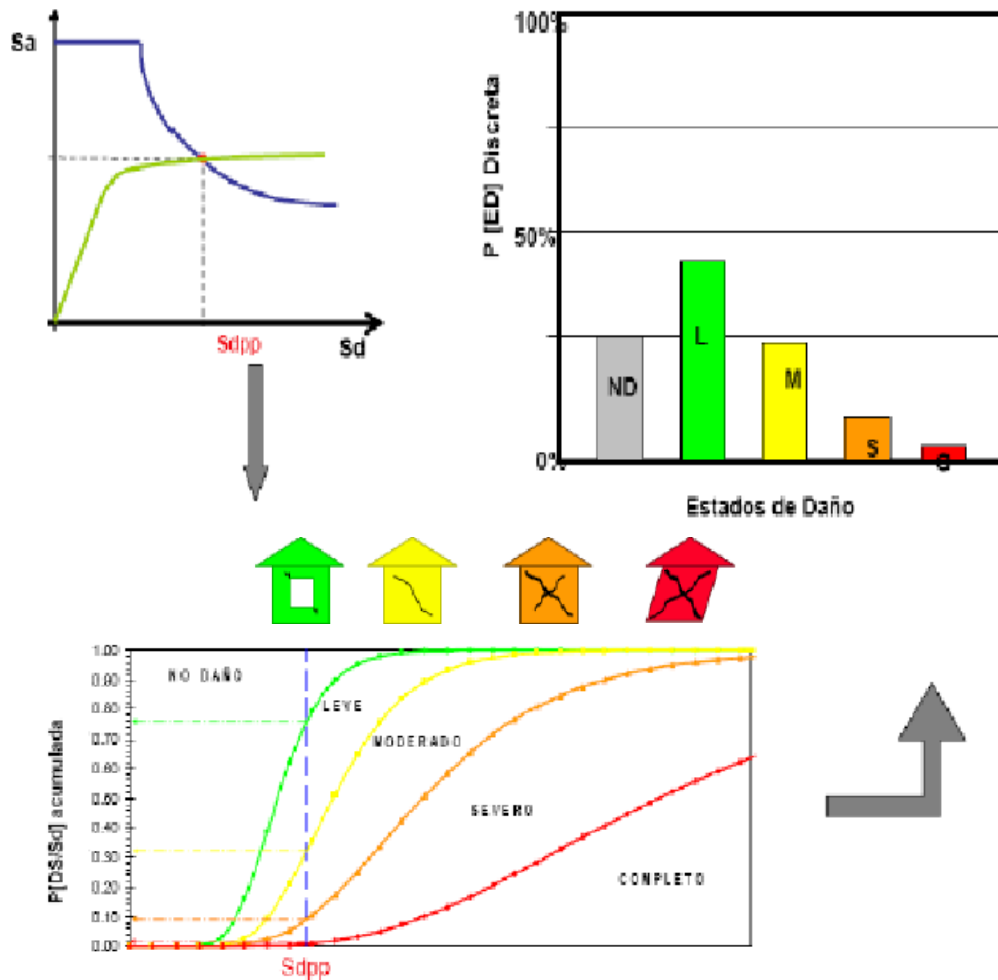


Figura 8. Curvas de fragilidad

Las segundas se usan para estimar la respuesta de un edificio ante un nivel dado de aceleración espectral o demanda sísmica. Las curvas de capacidad son graficas de la resistencia a carga lateral de edificio vs. Desplazamiento lateral. Mediante este tipo de curvas es posible identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad ultima de una estructura. Existen varias formas de hallar las curvas de capacidad. Una de ellas es el análisis pushover (fig. 9); o “paso a paso”, en el cual se aplica una carga lateral a la estructura mediante incrementos en forma paulatina. Para cada incremento de carga se determina el desplazamiento, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal, obteniéndose así la curva

de capacidad o la relación fuerza-deformación para una estructura es decir la gráfica de la fuerza cortante total y del desplazamiento lateral o condición de colapso.

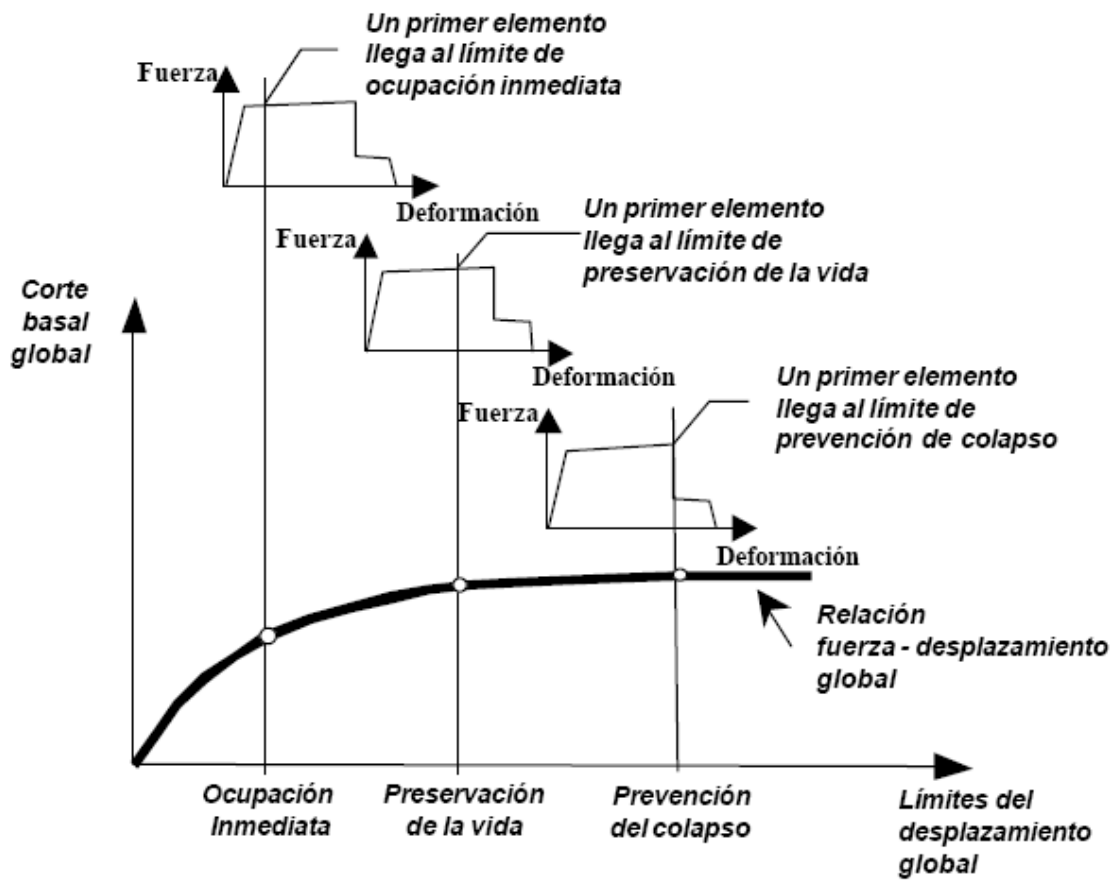


Figura 9. Planteamiento conceptual del “pushover”

De esta manera se pueden identificar las fuerzas o desplazamientos en que se inicia la fluencia e incluso el colapso de la estructura. La respuesta del edificio es determinada por la intersección del espectro de demanda con la curva de capacidad. Un análisis de este tipo permite estimar la respuesta o el daño probable en estructuras existentes o revisar el diseño de edificios nuevos que estarán sometidos a sismos fuertes.

NIVELES DE DAÑO

Los niveles de daño indican la condición y la apariencia física de la estructura después de un sismo. La determinación del nivel de daño para una estructura puede hacerse en forma cualitativa o cuantitativa. Para la cuantificación del daño se han llevado a cabo muchas investigaciones que buscan la definición de modelos de daño sísmico que permitan medir el grado de daño sufrido por las estructuras cuando han sido sometidas a un evento sísmico.

Estos modelos son referidos a índices de daño sísmicos, los cuales están basados en diferentes parámetros de respuesta de la estructura. Actualmente no se cuenta con un criterio unificado para la elección de los parámetros bases de estos modelos, esto es debido a la gran variedad de sistemas estructurales así como a las características de la acción aplicada. En general los niveles de daño son cuatro:

Leve, moderado, fuerte, colapso, aunque puede variar según el autor, el número de niveles de daño y su definición, en la (tabla 1); veremos los niveles de daño según varios autores.

Tabla 2.1. Caracterización de daño para diferentes métodos de calificación.

Método	Calificación del Daño	Descripción
Park, Ang y Wen (1987)	NINGUNO	Fisuras menores localizadas
	MENOR	Fisuras menores generalizadas
	MODERADO	Agrietamientos localizados en el concreto.
	SEVERO	Aplastamiento del concreto y exposición de las barras de refuerzo
	FUERTE	Colapso total o parcial
Stone y Taylor (1993)	SIN DAÑO O DAÑO MENOR	
	REPARABLE	
	IRREPARABLE	
	COLAPSO	
EERI (1994)	NINGUNO	Sin daño
	LEVE	Daño menor no estructural, el edificio puede abrirse en menos de una semana
	MODERADO	En su mayoría daño no estructural y pocos daños estructurales. El edificio puede ser reabierto en tres meses, se presenta riesgo menor de pérdida de vida para los ocupantes.
	FUERTE	Daño estructural generalizado. El edificio puede estar cerrado por largo tiempo, es posible que sea necesaria su demolición, se presenta un alto riesgo de pérdida de vida para los ocupantes.
	TOTAL	Colapso parcial o total, daño irreparable. Se presenta un riesgo muy alto de pérdida de la vida de los ocupantes.
EERI (1996)	NINGUNO	Sin daño
	LEVE	Solamente daño no estructural, el costo de las reparaciones es menor al 5% del valor de venta del edificio.
	MODERADO	Daño no estructural considerable y daño estructural leve. Los costos de reparación son menores al 25% del valor de venta del edificio.
	FUERTE	Daño estructural considerable, daño no estructural fuerte. Los costos de reparación son menores al 50% del valor de venta del edificio.
	SEVERO	Es más económico demoler que reparar.
	TOTAL	Colapso estructural.

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER ANALYSIS)

El método consiste en aplicar una distribución vertical de carga lateral a la estructura la cual debe incrementarse monótonamente hasta que la estructura alcance el máximo desplazamiento, mediante la gráfica del cortante en la base y el desplazamiento en el tope de la estructura como se muestra en la siguiente (figura 10).

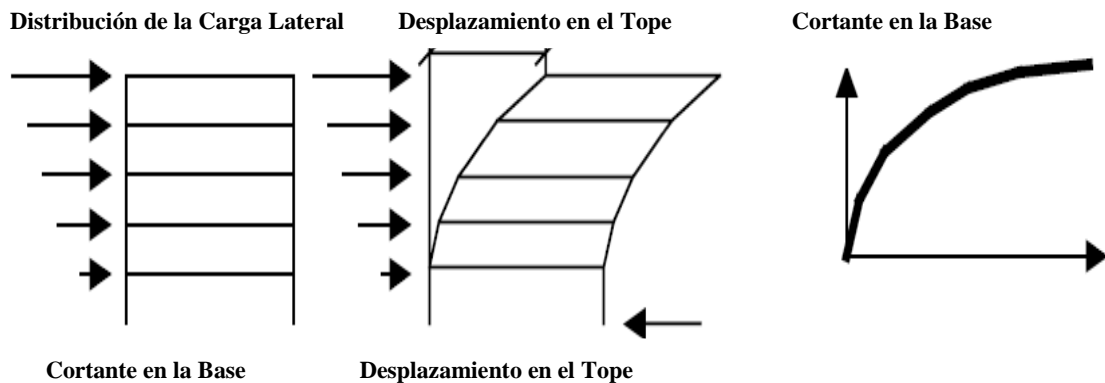


Figura 10. Proceso de Análisis No Lineal

a) Métodos de análisis sísmicos

La mayoría de los códigos sísmicos actuales y el diseño sismorresistente están basadas en el análisis elástico de las estructuras, estos procedimientos incluyen análisis estático y dinámico. Para tener en cuenta la incursión de la estructura en el rango no lineal, los códigos sísmicos incluyen un factor de reducción para reducir el espectro elástico equivalente, el cual depende del tipo de estructura. Cuando la respuesta inelástica o no lineal es importante, el análisis elástico debe usarse con precaución (SEAOC, 1995).

En un análisis lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las fuerzas aplicadas. En un análisis no lineal las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele ser no proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suele variar.

b) Procedimientos de análisis no lineal estático

El procedimiento de análisis no lineal estático se define como una aproximación de la forma no lineal de respuesta de una estructura cuando se expone a una carga dinámica de sismo. La aproximación estática consiste en aplicar una fuerza lateral a un modelo que tiene en cuenta las no linealidades de una estructura ya diseñada, y en forma progresiva ir aumentando esa carga hasta que se obtenga el desplazamiento objetivo o se alcance el colapso.

El desplazamiento objetivo o desplazamiento límite es escogido para representar el máximo desplazamiento probable a ser experimentado durante el movimiento sísmico esperado.

Durante este procedimiento se observa (fig. 11); la secuencia de agrietamiento, la aparición de rótulas plásticas y la falla de los componentes

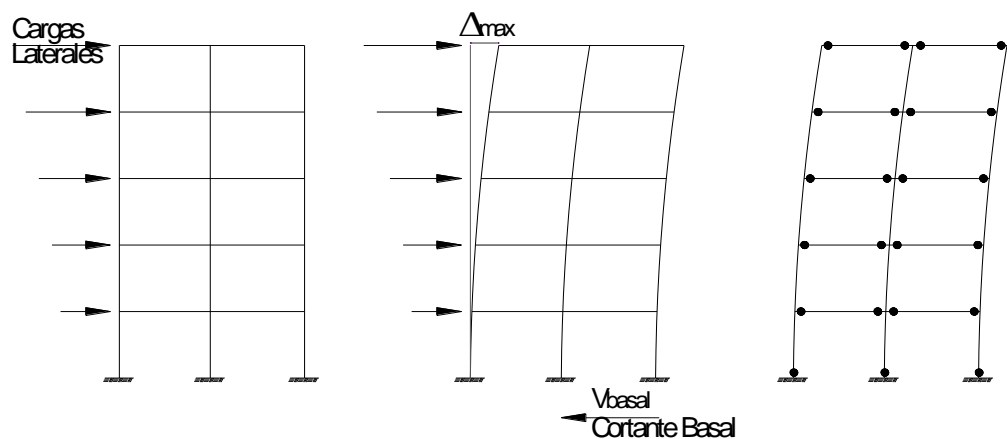


Figura 11. Secuencia del proceso de análisis pushover

Las principales características de respuesta que se puede obtener con este procedimiento son:

- ✓ La máxima resistencia al cortante basal de la estructura V_{basal}
- ✓ Evaluación si la estructura puede alcanzar el mecanismo de colapso sin agotar la capacidad de rotación plástica de los miembros.
- ✓ El desplazamiento monofónico en el último nivel y capacidad global de ductilidad de la estructura.
- ✓ Permite una evaluación del daño en la estructura inducido por el incremento de deformación y permite una mejor estimación de las máximas deformaciones con diferentes niveles de sismo.

El patrón de cargas laterales se debe aproximar a las fuerzas de inercia esperadas en el edificio durante un sismo. Aunque, claramente la distribución de fuerzas variará con la severidad de sismo y con el tiempo, usualmente el patrón de cargas es invariante durante el análisis.

Esta aproximación produce predicciones adecuadas de las demandas de deformación de los elementos para estructuras aporricadas de baja o mediana altura, donde el comportamiento de la estructura es dominada por el modo fundamental. Sin embargo, el análisis “pushover” puede ser totalmente inexacto para estructuras de largo periodo, donde los efectos de los modos superiores tienden a ser importantes.

Capacidad estructural

La capacidad de una estructura está representada por la curva de capacidad. La mejor forma de elaborar la curva de capacidad (fig. 12); es graficando los valores de la cortante basal V , con el respectivo desplazamiento en el nivel de techo, D_{techo} obtenidos en cada paso en que se incrementa las cargas laterales.

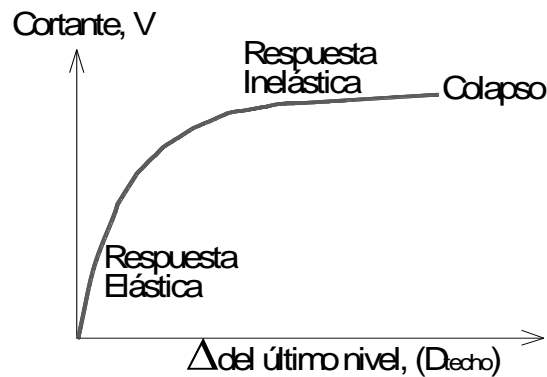


Figura 12. Curva de capacidad o curva pushover

c) Método del espectro de capacidad

Para juzgar la aceptabilidad de un objetivo de desempeño dado, este método estima el máximo desplazamiento ubicado en la curva de capacidad. Existen varios métodos de estimación de estos desplazamientos tales como el “Método de los Coeficientes” y el “Método del Espectro de Capacidad”.

El método del espectro de capacidad es un proceso estático, no lineal que provee una representación gráfica de la curva de capacidad, la cual se compara con el espectro de

demanda sísmica, siendo una herramienta útil para evaluar edificios existentes. El método requiere determinación de tres elementos primarios descritos a continuación:

Capacidad: En una representación de la habilidad que posee la estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad de la estructura depende de la resistencia y la capacidad (fig. 13); de deformación de los componentes individuales de la estructura.

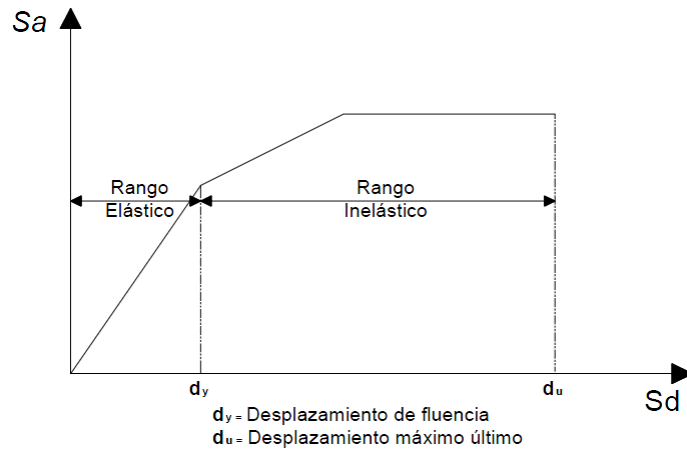


Figura 13. Curva de Capacidad

Demanda (desplazamiento): Para una estructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del terreno. (fig. 14).

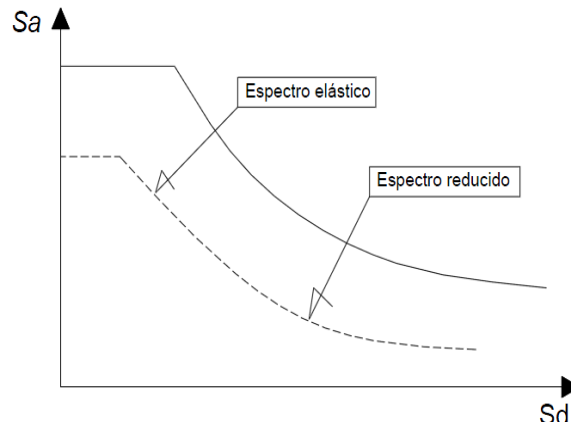


Figura 14. Solicitación Sísmica

Desempeño: Una vez se ha definido la curva de capacidad y los desplazamientos de demanda, se puede verificar el punto de respuesta máxima en la estructura. (fig. 15).

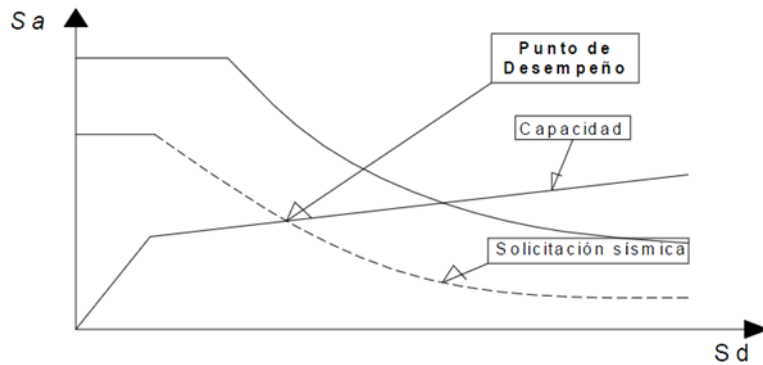


Figura 15. Punto de Desempeño

Representación bilineal de la curva de capacidad

En un análisis de desplazamiento incremental la formación de la primera rótula se reconoce como el inicio del comportamiento no lineal, pero generalmente este evento no está asociado a un cambio significativo e inmediato en la rigidez y resistencia lateral, es decir, no se genera un cambio importante en la pendiente de la curva de capacidad. Es necesario entonces hallar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio y por lo tanto en la pendiente de la curva de capacidad, dicho punto se denomina “fluencia efectiva”.

Una vez determinado el punto de fluencia efectiva es posible simplificar la curva de capacidad en un modelo bilineal. Existen diversos criterios para la determinación, para el presente trabajo se utilizó el criterio de las áreas iguales, el cual consiste en igualar las áreas internas y externas de la curva de capacidad como se muestra en la (fig. 16).

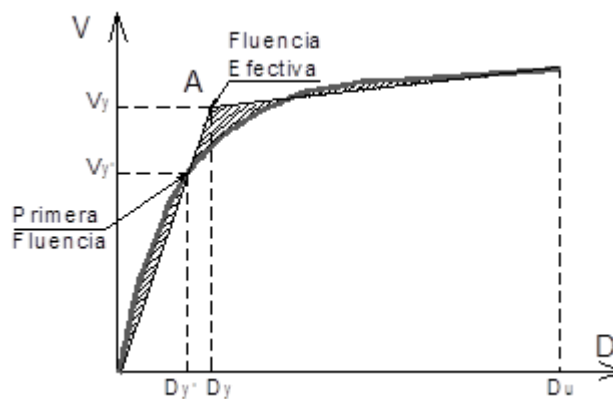


Figura 16. Modelo bilineal de la curva de capacidad

MECANISMOS DE FALLA

Los mecanismos de falla en estructuras de concreto armado deben basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, deben suprimirse definitivamente los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre el refuerzo y el concreto, e inestabilidad de los elementos.

Por consiguiente, el diseñador deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural global dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de los límites admisibles.

El mecanismo viga débil – columna fuerte ha sido preferido por muchos ingenieros estructurales; es decir, el sistema aperticado que desarrolla rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer piso y/o muros estructurales para formar un mecanismo de colapso, como se muestra en la (fig.17). En este tipo de mecanismo, la energía del sismo que ingresa puede ser rápidamente disipada por una histéresis gruesa y estable de vigas que han fluido por flexión.

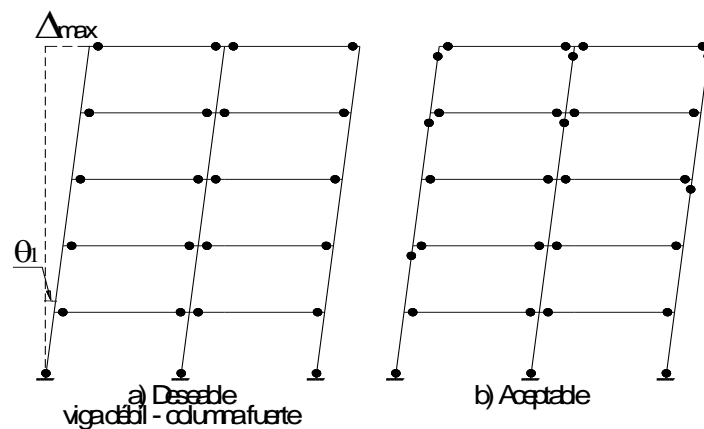


Figura 17. Mecanismos de falla aceptables

PUNTOS DE INTERÉS

- **Punto de Diseño:** definido por la cortante última (V_u) empleada en el diseño del edificio.
- **Aparición de la Primera Rótula:** definido por la cortante y desplazamiento en el instante en que se forma la primera rótula en el edificio.
- **Punto de Fluencia Efectiva:** definido por el punto de quiebre de un modelo bilineal que debe constituirse con la condición de que el área que encierra sea igual al área bajo la curva de capacidad.(fig. 18).

- **Colapso:** Definido por la fuerza y desplazamiento correspondiente a la ruptura de la primera rótula.

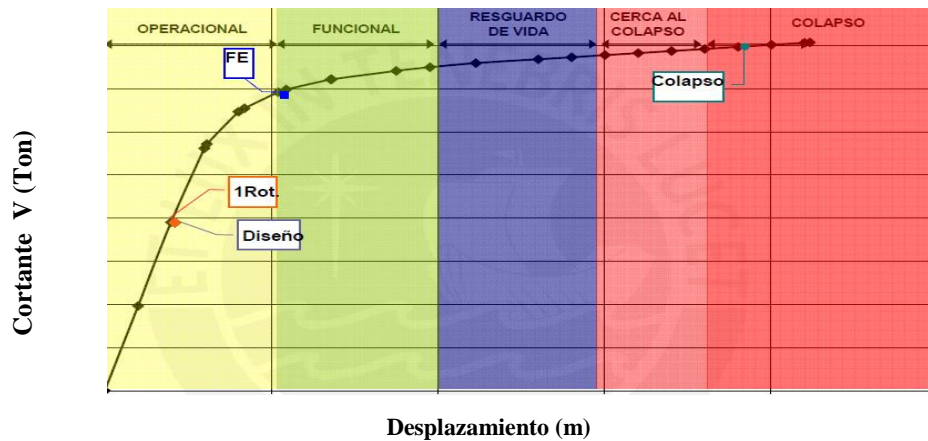


Figura 18. Curva de capacidad o curva pushover

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES

Existen algunas sugerencias para cuantificar el desempeño de las edificaciones. La principal propuesta proviene del Comité Visión 2000 [SEAOC, 1995] de La Asociación de Ingenieros Estructurales de California. (SEAOC). Según la propuesta del SEAOC (1995), los objetivos de desempeño se definen en función de la severidad del sismo y del comportamiento de la edificación, como se explica a continuación.

OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO

El objetivo de desempeño sísmico se define como la relación del nivel de desempeño esperado con el nivel de sismo de diseño. En esta sección se presentan los conceptos de nivel de desempeño y sismo de diseño.

a) Niveles de desempeño

Un nivel de desempeño representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- ✓ Posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- ✓ Amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- ✓ Funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

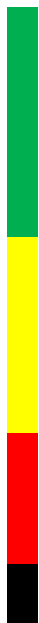
El comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) propone cuatro niveles de desempeño, los cuales son los siguientes:

- **Totalmente Operacional**, no ocurren esencialmente daños. La funcionalidad es garantizada y no se requieren reparaciones.
- **Operacional**, la ocupación es inmediata después del sismo. Los daños en los contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir algunas funciones. Se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad de vida**, la seguridad de vida es substancialmente protegida, los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente.
- **Cerca al colapso**, la seguridad de vida está en riesgo, la estabilidad de la estructura se ve comprometida al colapso. La estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación no es viable desde el punto de vista económico.

La siguiente (tabla 2) describe los daños producido para cada nivel de desempeño propuesto por el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995).

Tabla 2.2 Niveles de desempeño, Visión 2000 (1995).

NIVELES DE DESEMPEÑO PROPUESTOS POR EL COMITÉ VISIÓN 2000



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 de vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Cerca al Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

b) Niveles de sismo de diseño

Con propósitos de diseño el peligro sísmico debe ser definido en niveles de Sismo de Diseño, los cuales son expresados en función de intervalos de recurrencia o de la probabilidad de excedencia (fig. 19). El comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) define 4 niveles de sismo de diseño según se muestran en la (tabla 3).

Tabla 3. Niveles de Sismo de Diseño, Visión 2000 (1995).

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 años	10% en 100 años

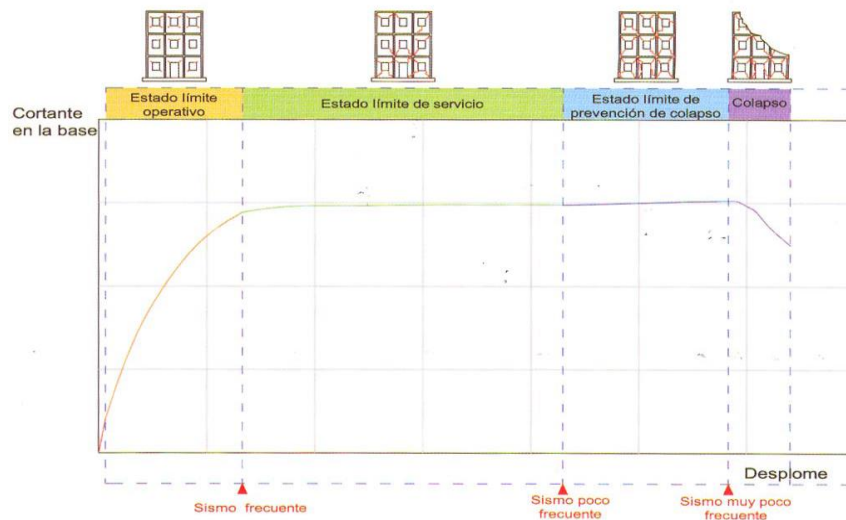


Figura 19. Curva de capacidad y estado operativo de la estructura

c) Objetivos de desempeño del SEAOC (1995)

Los objetivos del diseño sísmico por desempeño se definen en función del desempeño estructural que debe tener cierto tipo de edificación en cada sismo de diseño, el desempeño esperado depende directamente de la importancia que tiene la edificación ante la sociedad.

El comité Vision 2000 (SEAOC, 1995) define objetivos de desempeño para tres categorías de edificaciones.

- ✓ **Objetivo Seguridad Crítica**, se define para edificaciones que contiene cantidades de materiales de riesgo como: plantas de procesamiento nuclear.

- ✓ **Objetivo Esencial Riesgoso**, se define para edificaciones como: hospitales, estaciones policiales, centros de comunicación, centrales de emergencia.
- ✓ **Objetivo Básico**, se define para edificaciones comunes.

La tabla 4 resume los objetivos de desempeño para cada categoría de edificación:

Tabla 4. Categorías de las edificaciones, Visión 2000 (1995).

Nivel de Sismo de Diseño	Edificaciones		
	Seguridad Critica	Esenciales Riesgosas	Comunes
Frecuente	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Totalmente operacional
Ocasional	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Operacional
Raro	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida
Muy raro	Operacional	Seguridad de vida	Cerca del colapso

Finalmente el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) propone los Objetivos de Desempeño.

d) Niveles de Comportamiento Estructural:

Se consideran cinco niveles de desempeño estructural (SP1 a SP5) que corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura y de los diagramas fuerza-deformación de sus elementos. Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza-deformación de los elementos se debe definir primero el Desplazamiento de Fluencia Efectiva (Δ_{FE}) y la Capacidad de Desplazamiento Inelástico (Δ_p).

El Desplazamiento de Fluencia Efectiva (Δ_{FE}) corresponde al instante en el cual se han producido como máximo el 50% de las incursiones inelásticas que forman el mecanismo de falla, sin que la deformación en cualquier sección exceda el 150% de su deformación de fluencia.

La capacidad del Desplazamiento Inelástico (Δ_p) corresponde al desplazamiento lateral de la estructura, desde el punto de fluencia efectiva hasta el colapso.

El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones del (Δ_p) a las cuales se asocia un nivel de desempeño, tal como se muestra en la (fig.20).

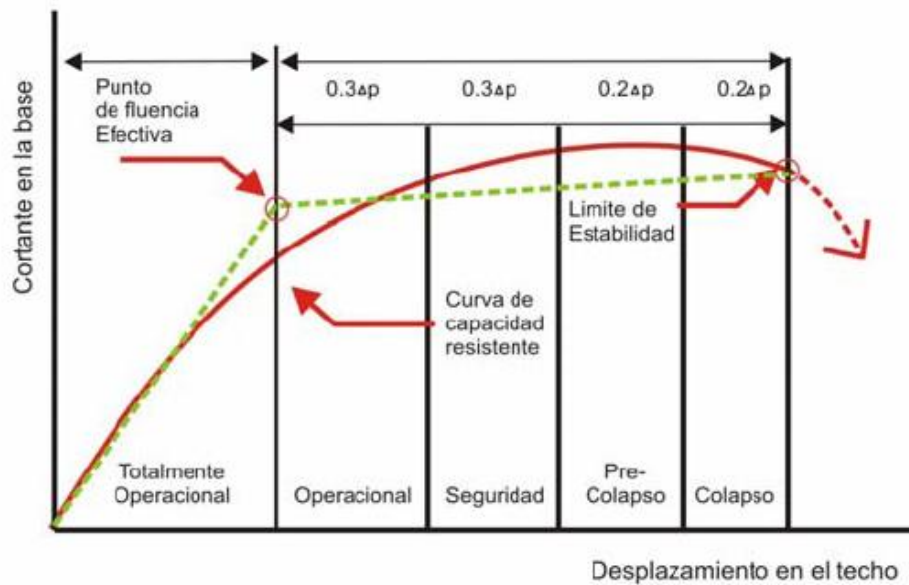


Figura 20. Sectorización de la Curva de Capacidad

IMPORTANCIA DE LA EDIFICACIÓN

De acuerdo a la importancia de las edificaciones durante y después de un sismo, el Comité VISIÓN 2000 las clasifica en tres grandes grupos:

- **Edificaciones Esenciales:** deben de operar luego de un sismo como hospitales, estaciones de bomberos, policía, etc.
- **Edificaciones Críticas:** contienen materiales peligrosos que pueden ser dañinos a la comunidad.
- **Edificaciones Básicas:** no están incluidas en los grupos anteriores.

MATRIZ DE DESEMPEÑO

Los objetivos del desempeño sismorresistente se definen por la combinación entre los niveles de desempeño deseados y los niveles de amenaza sísmica esperada de acuerdo a la importancia de la edificación. (SEAOC, 1995).

Estos objetivos se representan en una tabla de doble entrada denominada Matriz de Desempeño, donde las filas son la demanda sísmica y las columnas son el desempeño deseado. La siguiente tabla muestra la matriz propuesta por el Comité VISIÓN 2000 para definir los objetivos de desempeño. (fig. 21).

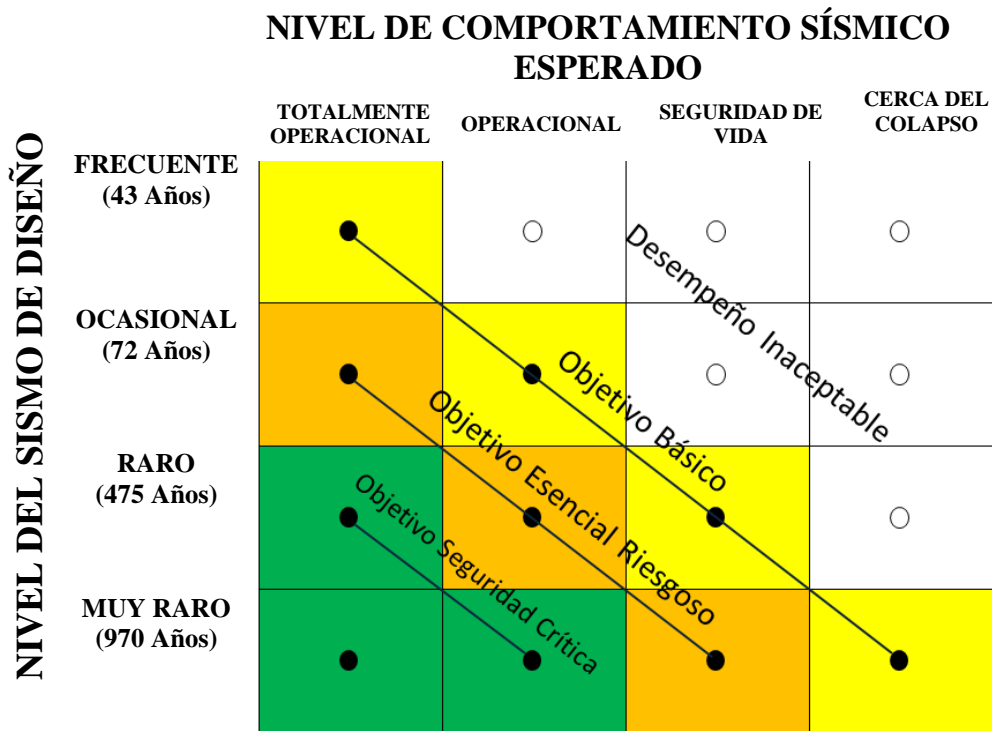


Figura 21. Objetivos de desempeño, Visión 2000 (1995).

DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad de deformación más allá del límite elástico que posee una estructura o un elemento estructural.

- Ductilidad Disponible.

Luego de las primeras rotulas no se produce un cambio importante en la rigidez de la estructura por lo que se suele emplear cocientes de ductilidad basados en el desplazamiento de la primera rotula y también de la fluencia efectiva. La ductilidad de desplazamiento disponible de una estructura puede estimarse dividiendo el desplazamiento de colapso (D_{COL}) entre el desplazamiento asociado a la primera rotula (D_{1ROT}) o a la fluencia efectiva ($D_{F.E.}$), de la manera:

$$\mu_{COL/1ROT} = \frac{D_{COL}}{D_{1ROT}} \quad \text{O} \quad \mu_{COL/FE} = \frac{D_{COL}}{D_{F.E.}}$$

Obsérvese dichos desplazamientos en la (fig. 22).

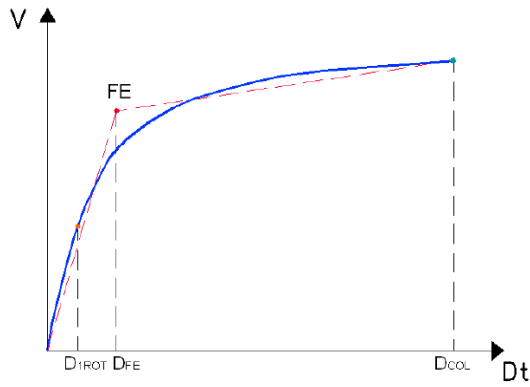


Figura 22. Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de la estructura

- Ductilidad Demandada

En la curva de capacidad existen algunos puntos que representan la respuesta de la edificación a un determinado terremoto o a ciertos valores de la deriva global del edificio. Consideraremos como puntos de interés a los del Sismo Frecuente (SF), el Sismo Ocasional (SO) y el Sismo Raro (SR) (sismos cuyos periodos de retorno son 43, 72y 475 años respectivamente) (fig.23); y los asociados a las derivas globales del edificio de 7‰, 10‰ y 20 ‰, estos últimos son valores asociados a las derivas de entrepiso establecidas por el código peruano de 1997, 1977 y el UBC respectivamente (fig. 24).

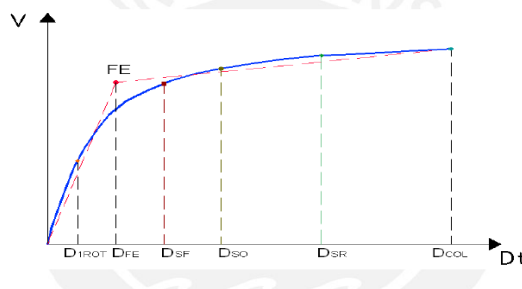


Figura 23. Desplazamientos de demanda del Sismo Frecuente (SF), Ocasional (SO) y Raro (SR)

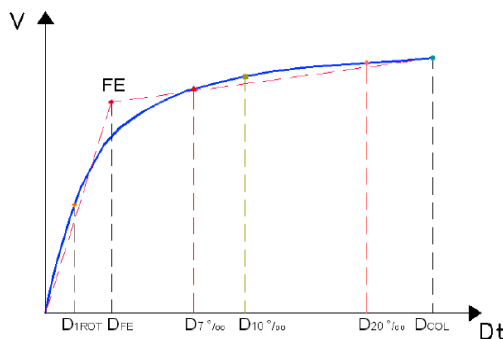


Figura 24. Desplazamientos correspondientes a las derivas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰

La ductilidad de desplazamiento demandada de acuerdo a los tres niveles de sismo se calcula como sigue:

$$\mu_{(SF,SO,SR)/1ROT} = \frac{D_{(SF,SO,SR)}}{D_{1ROT}}$$

$$\mu_{(SF,SO,SR)/FE} = \frac{D_{(SF,SO,SR)}}{D_{FE}}$$

y la demanda de ductilidad de desplazamiento asociada a las tres derivas se calcula como:

$$\mu_{(7\%,10\%,20\%)/1ROT} = \frac{D_{(7\%,10\%,20\%)}}{D_{1ROT}}$$

$$\mu_{(7\%,10\%,20\%)/FE} = \frac{D_{(7\%,10\%,20\%)}}{D_{FE}}$$

Sobrerresistencia

Muchas estructuras incrementan su capacidad de carga lateral, aun después que el desplazamiento lateral excede el límite elástico. Este incremento de capacidad más allá del límite elástico se conoce como sobrerresistencia estructural.

Para cuantificar la sobrerresistencia se emplean cocientes de fuerzas, así por ejemplo es posible definir la sobrerresistencia de la estructura respecto a la fuerza cortante de diseño (V_D) desde el punto de vista de la fuerza cortante de la primera rotula (V_{1ROT}), la fuerza cortante de la fluencia efectiva (V_{FE}) y la fuerza cortante de colapso (V_{COL}) mediante las siguientes ecuaciones.

$$SR_{1ROT/D} = \frac{V_{1ROT}}{V_D} \quad SR_{FE/D} = \frac{V_{FE}}{V_D} \quad SR_{COL/D} = \frac{V_{COL}}{V_D}$$

Para estimar la sobrerresistencia de la estructura respecto al instante en que se inicia el comportamiento inelástico se suelen usar las dos siguientes ecuaciones:

$$SR_{FE/1ROT} = \frac{V_{FE}}{V_{1ROT}} \quad SR_{COL/1ROT} = \frac{V_{COL}}{V_{1ROT}}$$

MODELO NO LINEAL DEL EDIFICIO

Un modelo sencillo para representar el comportamiento de las edificaciones aperticadas durante terremotos fuertes, consiste en discretizar el comportamiento inelástico mediante rotulas que se ubican en las zonas donde se prevé comportamiento inelástico

Las zonas de la estructura donde se espera el comportamiento inelástico concentrado son los extremos de vigas y columnas y en algunos puntos interiores de viga de luz importante. (Fig. 25).

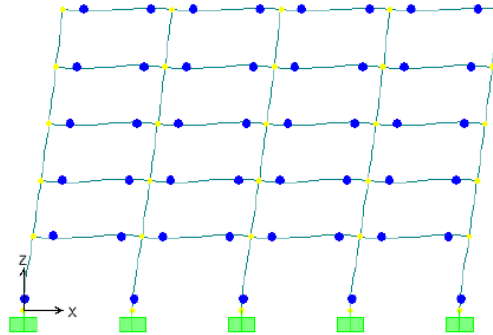


Figura 25. Discretización del comportamiento inelástico mediante rótulas

Cabe mencionar que en nuestro modelo se consideró los nudos de unión entre vigas y columnas como zonas infinitamente rígidas.

CURVA DE CAPACIDAD

Para obtener la curva de capacidad teórica de una estructura se realiza un análisis estático no lineal. Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la técnica del pushover, también conocido con el nombre de análisis incremental de colapso.

a) Análisis de Acciones Incrementales

En el análisis pushover se somete al modelo a un juego de acciones incrementales laterales. Estas acciones laterales, que pueden ser un sistema de fuerzas o un sistema de desplazamientos que mantienen una forma constante que se va incrementando proporcionalmente hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamiento de la estructura.

Generalmente se usan incrementos de desplazamientos, (fig. 26); cuya forma corresponde al modo fundamental de vibración de la estructura (primer modo) en la dirección analizada

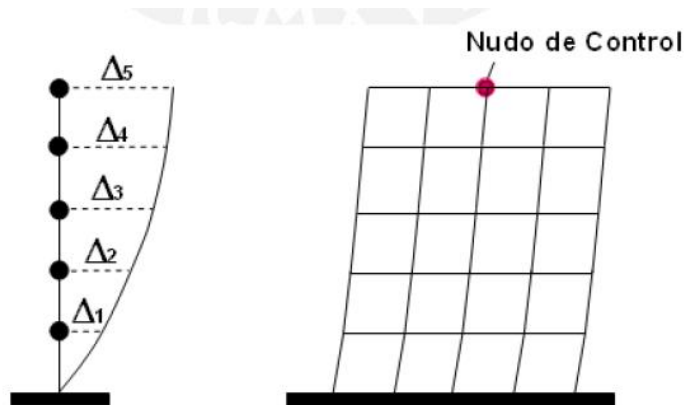


Figura 26. Idealización del ensayo de desplazamientos incrementales

RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES

a) Representación de las solicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda:

Los espectros de demanda tienen en su eje horizontal y vertical los valores del desplazamiento espectral (SD) y de la aceleración espectral (SA) respectivamente.

Los periodos se representan mediante rectas inclinadas.

La (fig. 27); muestra el espectro de demanda correspondiente al registro del terremoto de 1970 (norte peruano).

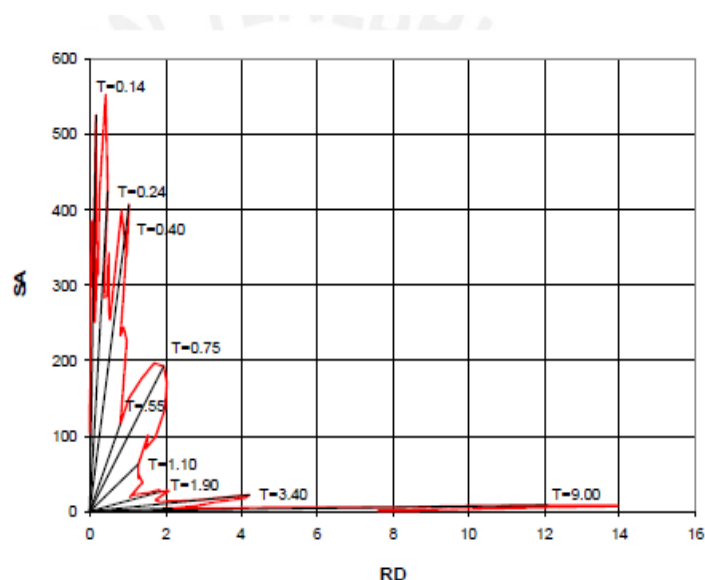


Figura 27. Espectro de demanda del terremoto peruano de 1970

Para propósitos de análisis y diseño se usan espectros suavizados envolventes. La (fig.28); muestra el espectro elástico de pseudo aceleraciones de la Norma Peruana.

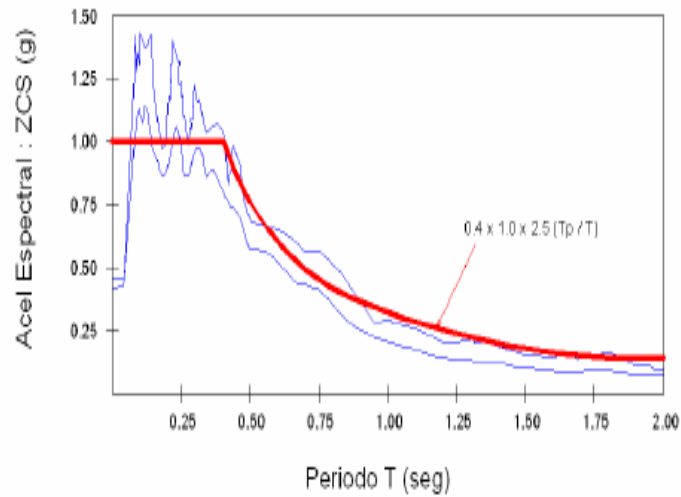


Figura 28. Espectro elástico de aceleraciones de la norma peruana

La (fig. 29) muestra el mismo espectro pero en su forma de espectro de demanda.

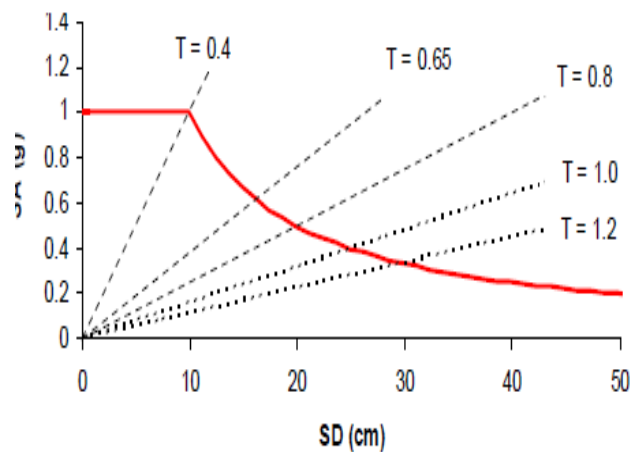


Figura 29. Espectro de demanda de la norma peruana.

b) Punto de demanda

El punto de demanda representa la respuesta estructural máxima (SDd, SAd) de un edificio sometido a un determinado sismo, como se ilustra en la (fig.30). En el espectro de capacidad los valores de SDd y SAd se ubican en algún lugar de la curva.

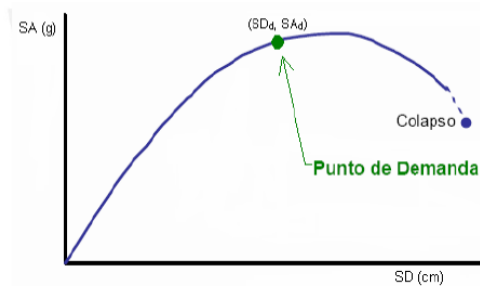


Figura 30. Punto de demanda en la curva de capacidad

c) Respuesta elástica de estructuras

El espectro de capacidad muestra los pares de valores fuerza por unidad de masa y desplazamiento de la estructura, mientras el espectro de demanda es un espectro elástico para estructuras de distintos periodos e igual amortiguamiento.

Si la intersección de ambos espectros ocurre en la zona elástica del espectro de capacidad, como se aprecia en la (fig. 31), esta intersección constituye el punto de demanda buscado.

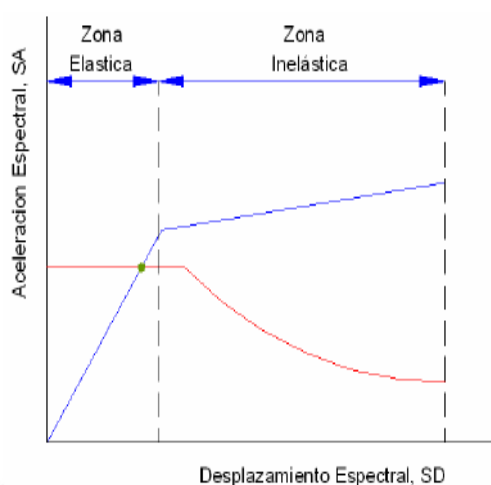


Figura 31. Intersección de espectros en la zona elástica

d) Respuesta inelástica de estructuras

Si la intersección del espectro de demanda y capacidad ocurre en la zona inelástica del espectro de capacidad, como se observa en la (fig. 32), este punto de intersección no corresponde al punto de demanda porque el espectro es elástico y el comportamiento supuesto es no lineal.

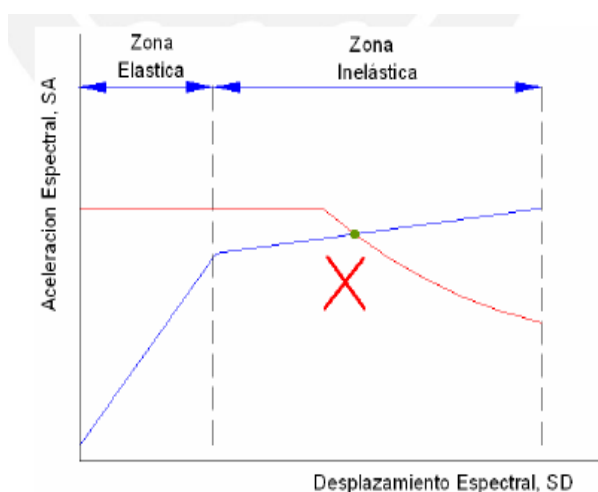


Figura 32. Intersección de espectros en la zona inelástica

Por tanto es necesario considerar que la demanda elástica se modifica en virtud de un amortiguamiento elástico equivalente pero de mayor amortiguamiento. El amortiguamiento elástico equivalente depende del nivel de desplazamiento inelástico alcanzado. Así, para cada punto del tramo inelástico de la curva de capacidad se puede obtener un amortiguamiento equivalente.

$$\beta_{EQ} = k\beta_0 + \beta_{ELÁSTICO} = \frac{63,7k(SA_T SD_i - SD_T SA_i)}{SA_i \times SD_i} + 5$$

Dónde:

SD_i, SA_i , son las coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad.

SD_T, SA_T , son las coordenadas del punto de fluencia efectiva.

K , es el factor de reducción del amortiguamiento.

$\beta_{ELÁSTICO}$ Es el amortiguamiento elástico (asumido 5%).

El nuevo espectro de demanda se reduce debido a que el amortiguamiento equivalente es mayor que el originalmente empleado. Para obtener el espectro reducido se usan factores de reducción para las zonas de aceleraciones y velocidades del espectro (SR_A y SR_V respectivamente) cuyos valores dependen directamente del nivel de amortiguamiento equivalente.(fig. 33).

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{EQ})}{2.12} \quad SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{EQ})}{1.65}$$

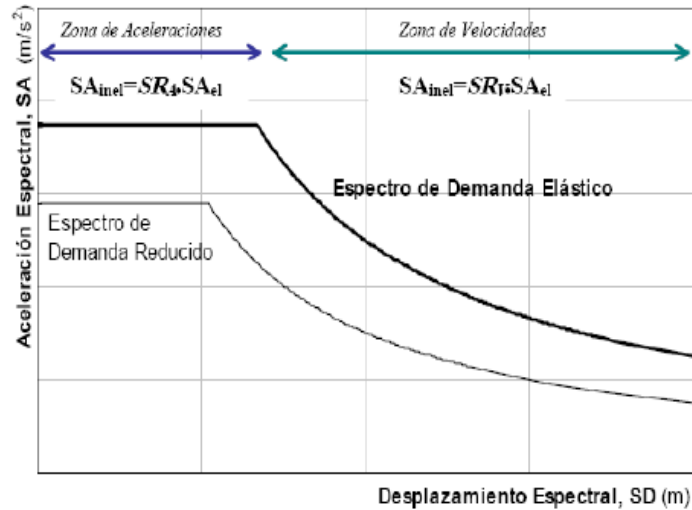


Figura 33. Reducción del espectro de demanda elástico

Para obtener el punto de demanda es necesario reducir el espectro de demanda elástico de tal manera que el amortiguamiento equivalente obtenido del comportamiento no-lineal sea el mismo que el que reduce el espectro.

Para cada punto de la curva de capacidad se puede asociar un amortiguamiento equivalente, y por tanto unos factores de reducción SRA y SRV. Así para cada punto de la curva de capacidad se puede obtener un punto del espectro reducido, como se observa en la (fig.34).

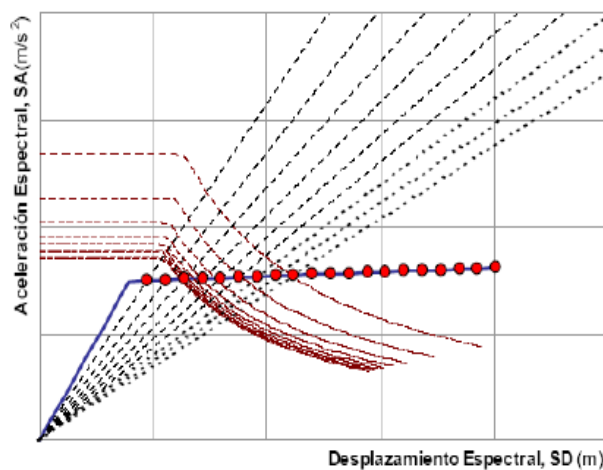


Figura 34. Intersección del Espectro de Capacidad y las líneas de periodo secante

El conjunto de puntos espectrales reducidos por este procedimiento se denomina EDAV (Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable), como se aprecia en la (fig.35-36)

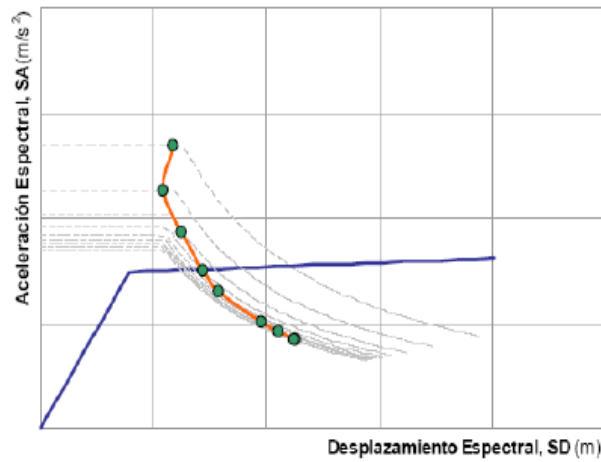


Figura 35. Intersección de líneas de período secante y espectros de demanda reducidos

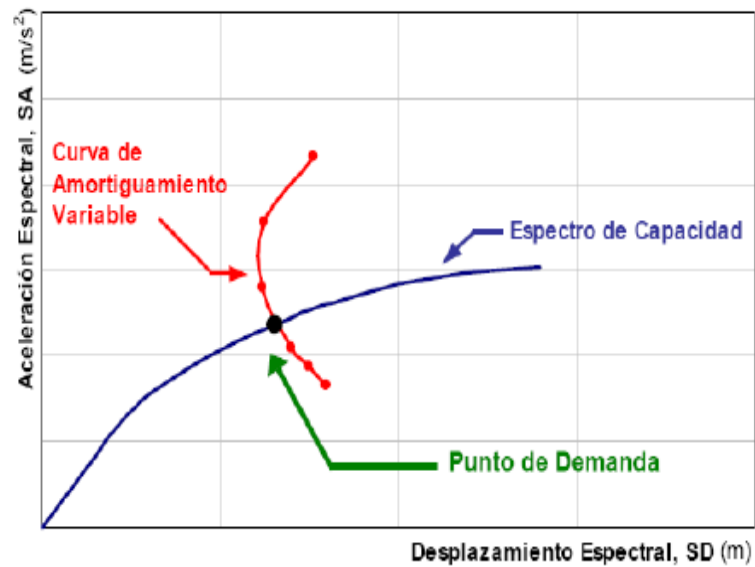


Figura 36. Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV

1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿El diseño sísmico por desempeño nos permitirá determinar la secuencia de fallas de una edificación Apotecada Huaraz - 2018?

1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

Justificación:

- ✓ Siendo el Perú un país altamente sísmico, surge la necesidad de diseñar nuestras edificaciones con normativas innovadoras basadas en el desempeño estructural, resultando en estructuras que tengan un mejor comportamiento sismorresistente controlable y predecible respondiendo adecuadamente a niveles definidos de sismo, dentro de niveles y objetivos de confiabilidad definidos permitiéndonos conocer el daño estructural repercutiendo en pérdidas económicas.
- ✓ Los sismos se han convertido a lo largo de la historia en un tema que involucra a la humanidad en sus diferentes dimensiones (sociales, económicas, religiosas, culturales, etc.), generando espacios para la investigación y el estudio de alternativas que permitan disminuir su impacto y sus consecuencias.
- ✓ Las estructuras son diseñadas con diferentes métodos que hacen que estas tengan un adecuado nivel de resistencia, dándole capacidad de disipar energía y permitir el desplazamiento suficiente para que esta no colapse. Por esta razón los especialistas en la materia han buscado alternativas que arrojen resultados lo más cercanos a la realidad, siendo los análisis no elásticos una alternativa que tiene muchas posibilidades de generar resultados, que concuerdan en gran porcentaje a mirar el comportamiento de una estructura frente a un sismo.
- ✓ La razón principal de la existencia de normas técnicas de diseño sismorresistente es contribuir efectivamente a la reducción de riesgo sísmico. No obstante este propósito aún no se ha logrado totalmente, tal como se puede deducir de las consecuencias sociales y económicas de los sismos ocurridos en los últimos treinta años y a lo largo de la historia.
- ✓ En el afán de conseguir normas técnicas más confiables surge el Análisis Estático No Lineal o Diseño por Desempeño como una evolución de los conceptos de la ingeniería estructural. En tal sentido, consideramos una necesidad el desarrollo del Diseño por Desempeño en nuestro medio con fines de incorporación en la norma de diseño sismorresistente E-030.
- ✓ El resultado de la evaluación sísmica debe servir de base para la toma de decisiones referente a la necesidad de intervención de la edificación. Esta decisión puede dirigirse hacia diferentes posiciones que van desde no tomar ninguna acción, hasta hacer mínimas reparaciones y/o modificaciones, adecuar, reajustar la edificación ó inclusive la demolición.

1.6 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

Realizar el diseño sísmico por desempeño de un edificio de uso multifamiliar típico en la zona de estudio, para determinar la secuencia de fallas en la estructura.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar el estudio de suelos correspondiente para determinar la capacidad portante del suelo.
- Analizar las norma peruanas E.30 Diseño Sismorresistente.
- Presentar la propuesta arquitectónica de la edificación.
- Diseñar la estructura preliminar de la edificación multifamiliar.
- Realizar el predimensionamiento de la estructura (losa aligerada, columnas y vigas.)
- Proponer la estructuración final de la edificación.
- Usar el programa SAP-200 para el cálculo de desplazamientos.
- Encontrar las áreas de acero según programa.
- Visualizar el proceso de formación de rotulas en la estructura de la edificación.
- Aplicar el Método de la Curva de Capacidad (ATC-40) o el Método de los Factores de Modificación (FEMA 356).
- Evaluación del desempeño utilizando la propuesta del comité visión 2000 de la asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995)

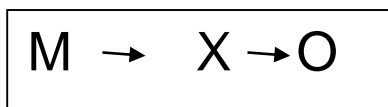
II. MÉTODO

2.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

- **CUANTITATIVO:** Este trabajo tendrá procedimiento de cálculo y se pretende indicar, utilizando magnitudes numéricas que pueden ser estudiadas mediante herramientas del recojo de información de campo.
- **DESCRIPTIVO SIMPLE:** Porque se recogerá información para realizar el diseño sísmico por desempeño para una edificación de uso multifamiliar en la ciudad de Huaraz, de la que no será necesario la ejecución de la investigación, asimismo el presente trabajo se encuentra constituida por una sola variable, una muestra y una población.

2.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El diseño es descriptivo propositivo con una sola muestra.



M = Edificación de uso multifamiliar.

X = Diseño sísmico por desempeño para una edificación de uso multifamiliar.

O = Resultado de la evaluación Sísmica.

Diseño sísmico por desempeño para una edificación de uso multifamiliar en la ciudad de Huaraz - 2018

V.I: análisis estático no lineal.

V.D.: edificación aporticada.

2.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES:

Variable	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de medición
VI. Diseño sísmico por desempeño para una edificación de uso multifamiliar.	El diseño sísmico por desempeño consiste en el modelamiento estructural de las funciones estructurales de cada uno de los elementos del edificio a diseñar. (Sandi, 1986)	La variable diseño sísmico por desempeño para una edificación de uso multifamiliar se va a medir en función de los indicadores de cada uno de las dimensiones cimentación, columnas, vigas y techos.	Cimentación	Suelo	M2
				Profundidad	Metro
				Sección	Metro
				Capacidad Portante	kg/cm2
				Calidad de concreto y dimensiones.	Malo (1), Regular (2), Normal (3), Bueno (4), Excelente (5)
			Columnas	Calidad de mano de obra	Excelente (5)
				Densidad	Cm3
				Dimensiones y (rigidez, esfuerzos y derivas)	Nominal
				Calidad del concreto	Malo (1), Regular (2), Normal (3), Bueno (4), Excelente (5)
			Vigas	Calidad de material	Excelente (5)
				Resistencia a cargas, rotulas plásticas.	Nominal.
				Estabilidad de parapetos y punto de desempeño sísmico.	Malo (1), Regular (2), Normal (3), Bueno (4), Excelente (5)%
				Calidad de mano de obra.	
			Techo	Espesor de loza	kg/cm2
				Calidad de material	Malo (1), Regular (2), Normal (3), Bueno (4), Excelente (5)%
Calidad del Concreto	Malo (1), Regular (2), Normal (3), Bueno (4), Excelente (5)				

Tabla-5

2.4 POBLACION Y MUESTRA

Población:

La población estuvo conformada por una edificación de uso multifamiliar en la ciudad de Huaraz - 2018.

Muestra:

La muestra estuvo conformada por el mismo tamaño de la población, es decir, por una edificación de uso multifamiliar en la ciudad de Huaraz - 2018.

2.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS, VALIDEZ Y CONFIABILIDAD

TÉCNICA	INSTRUMENTO	OBSERVACIÓN
- Evaluación de la ficha a nivel cualitativo.	- Las fichas de recojo de información para el diseño con datos estructurales, constructivos y arquitectónicos.	- Modelos de análisis que permitieron determinar los requerimientos de diseño para una edificio de uso multifamiliar

Tabla 6.

2.6 VALIDEZ Y CONFIABILIDAD

La investigación realizada no requiere de validación y determinación de la confiabilidad ya que los instrumentos ya han sido validados y aceptados en su confiabilidad.

2.7 MÉTODO DE ANÁLISIS DE DATOS

El método utilizado fue por recopilación de la información, la cual permitió conocer mejor los conocimientos sobre la Infraestructura de edificación de uso multifamiliar en la ciudad de Huaraz, vulnerabilidad sísmica y temas afines. Se recolectó algunos estudios, libros y documentos que trataron sobre la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de uso familiar. Además, se revisó la información sobre construcciones de edificaciones de uso con algún antecedente de estudio realizado para este trabajo.

Se consultó los libros y documentos, se encontró bibliografía detallada y referencias de varias tesis similares al de la presente investigación. Con esta información recolectó el planteamiento para el inicio del diseño del objeto de estudio.

2.8 ASPECTOS ÉTICOS

Este trabajo de investigación se declara que es una creación originaria del grupo de investigación.

Asimismo, declaramos que este trabajo tiene datos que no han sido manipuladas intencionalmente, más al contrario se han dinamizado los datos obtenidos de campo para su proceso correspondiente para obtener un mejor resultado.

2.9 ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

2.9.1 Recursos y Presupuestos

N°	PRODUCTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO S/.	COSTO S/.
3.1.1. MATERIALES					172,00
1	Papel A4	Millar	4	24,00	96,00
2	Lapiceros	Unidad	10	1,00	10,00
3	fólderes	Unidad	10	0,50	5,00
4	Cuadernos de apunte	Unidad	2	5,00	10,00
5	Perforador	unidad	2	5,00	10,00
6	engrapador	unidad	2	7,00	14,00
7	archivador	Unidad	3	9,00	27,00
3.1.2. HERRAMIENTAS Y EQUIPOS					3.878,00
1	Laptop	Global	1	3572,00	3572,00
2	Wincha	unidad	1	50,00	50,00
3	USB	Unidad	2	28,00	56,00
4	Cámara Fotográfica	Unidad	2	100,00	200,00
3.1.3. GASTOS DE OPERACIÓN Y ASESORÍA					1.000,00
1	Asesoría	Global	1	1000,00	1000,00
3.1.4. OTROS GASTOS					3.450,00
1	Pasajes y viáticos	Global	2	350,00	700,00
2	Copias	Global	3	250,00	750,00
3	Ploteos	Global	5	300,00	1500,00
4	Imprevistos	Global	1	500,00	500,00
3.1.5. TOTAL GENERAL					8.500,00

Tabla-7

2.9.2 Financiamiento

El presupuesto del presente estudio asciende a S/. 8, 500.00 soles el cual será financiado con recursos propios de los autores de tesis.

III. RESULTADOS

3.1. Tratamiento de los Resultados

Para el desarrollo de la presente tesis se partió de la obtención de datos técnicos proporcionados por el propietario del edificio, del mismo modo la realización de estudios de suelo (ANEXO N° 1) ; y la determinación del estudio y ubicación topográfica; Posteriormente se procedió a determinar los niveles de desempeño, niveles de peligro sísmico, los objetivos de desempeño esperados de una manera conceptual, se realizó el análisis sísmico estático y dinámico del edificio cumpliendo con los parámetros de la Norma Técnica Peruana E.030-2016, luego se realizaron los cálculos correspondientes para determinar los espectros de demanda sísmica en diferentes niveles.

Se aplicó el programa computacional de análisis estructural ETABS v.16.2.0, se idealizaron las rótulas plásticas a elementos de columnas, vigas y muros de acuerdo a las recomendaciones ASCE 41-13 (Diseño por desempeño Sísmico) haciendo un análisis local de la edificación.

Como pasos finales se obtuvo la curva de capacidad mediante el método push-over para determinar el comportamiento de la estructura cuando entra en un rango no lineal, superponiendo la curva de espectro de capacidad y los espectros de demanda sísmica nos permitieron obtener el punto de desempeño del edificio, finalmente se verificó si se encuentra dentro de un rango considerable.

3.2.-Análisis Del Diseño Sismorresistente E.030

Capítulo 1. Generalidades

Artículo 1 Nomenclatura

Para efectos de la presente norma, se consideran las siguientes nomenclaturas:

C	Coeficiente de amplificación sísmica
C _T	Coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio
D _i	Desplazamiento elástico lateral del nivel “i” relativo al suelo
e	Excentricidad accidental
F _a	Fuerza horizontal en la azotea
F _i	Fuerza horizontal en el nivel “i”

g	Aceleración de la gravedad
h _i	Altura del nivel “i” con relación al nivel del terreno
h _{ei}	Altura del entrepiso “i”
h _n	Altura total de la edificación en metros
M _{ti}	Momento torsor accidental en el nivel “i”
m	Número de modos usados en la combinación modal
n	Número de pisos del edificio
N _i	Sumatoria de los pesos sobre el nivel “i”
P	Peso total de la edificación
P _i	Peso del nivel “i”
R	Coefficiente de reducción de solicitaciones sísmicas
r	Respuesta estructural máxima elástica esperada
r _i	Respuestas elásticas correspondientes al modo “i”
S	Factor de suelo
S _a	Aceleración espectral
T	Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico
T _P	Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.
U	Factor de uso e importancia
V	Fuerza cortante en la base de la estructura
V _i	Fuerza cortante en el entrepiso “i”
Z	Factor de zona
Q	Coefficiente de estabilidad para efecto P-delta global
Δ _i	Desplazamiento relativo del entrepiso “i”

Artículo 2 Alcances

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los Principios señalados en el Artículo 3.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

Para el caso de estructuras especiales tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente Norma.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

Artículo 3 Filosofía y Principios del diseño sismorresistente

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Artículo 4 Presentación del Proyecto (Disposición transitoria)

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:

- a. Sistema estructural sismorresistente

- b. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- c. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

Para su revisión y aprobación por la autoridad competente, los proyectos de edificaciones con más de 70 m de altura deberán estar respaldados con una memoria de datos y cálculos justificativos.

El empleo de materiales, sistemas estructurales y métodos constructivos diferentes a los indicados en esta Norma, deberá ser aprobado por la autoridad competente nombrada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento y debe cumplir con lo establecido en este artículo y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y durabilidad.

Capítulo 2. Parámetros De Sitio

Artículo 5 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información geotectónica.

ZONA SÍSMICA

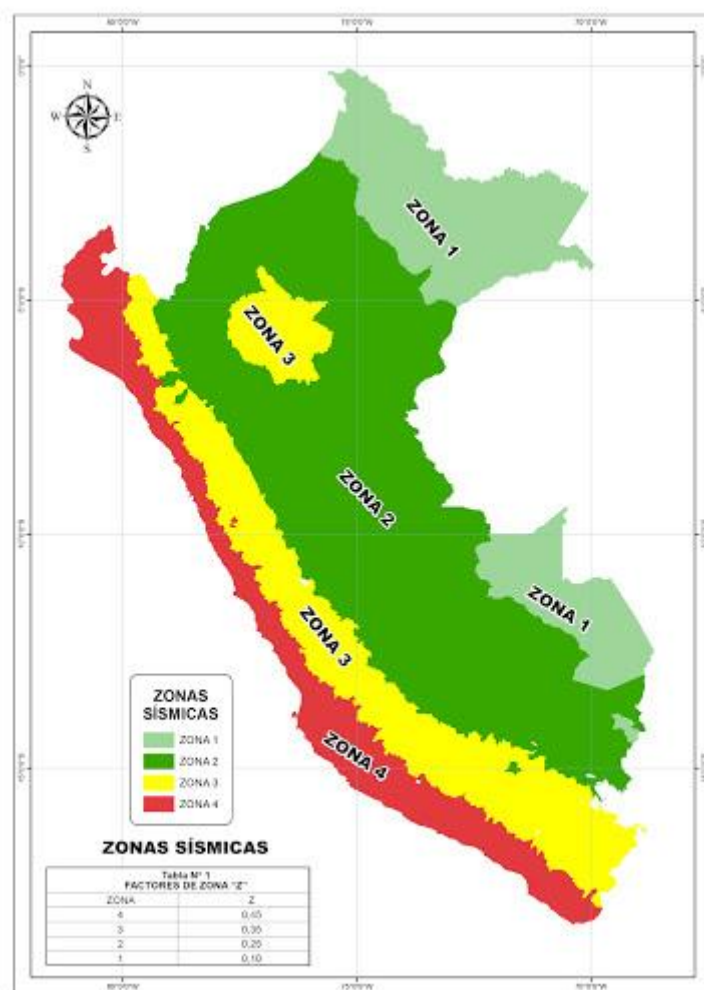


Figura 37. Zonas sísmicas

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 01 Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla 8, Factor de Zona

Artículo 6 Condiciones Locales

6.1 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

a. Microzonificación Sísmica

Son estudios multidisciplinarios, que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuefacción de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño y construcción de edificaciones y otras obras.

Será requisito la realización de los estudios de microzonificación en los siguientes casos:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Complejos industriales o similares.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados. Los resultados de estudios de microzonificación serán aprobados por la autoridad competente, que puede solicitar informaciones o justificaciones complementarias en caso lo considere necesario.

b. Estudios de Sitio

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.

6.2 Condiciones Geotécnicas

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

a. Perfil tipo S1: Roca o suelos muy rígidos

A este tipo corresponden las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el período fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0,25 s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Grava arenosa densa.
- Estrato de no más de 20 m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas superior a 100 kPa (1 kg/cm²), sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.
- Estrato de no más de 20 m de arena muy densa con $N > 30$, sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.

b. Perfil tipo S2: Suelos intermedios

Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S1 y S3.

c. Perfil tipo S3: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor

Corresponden a este tipo los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el período fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0,6 s, incluyéndose los casos en los que el espesor del estrato de suelo excede los valores siguientes:

Suelos Cohesivos	Resistencia al Corte típica en condición no drenada (kPa)	Espesor del estrato (m) (*)
Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 - 100	40
Muy compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos en ensayos De penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m) (*)
Sueltos	4 - 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

Tabla -9, (*) Suelo con velocidad de onda de corte menor que el de una roca.

d. Perfil Tipo S4: Condiciones excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean particularmente desfavorables. Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de T_p y del factor de amplificación del suelo S , dados en la Tabla N°2.

En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrán usar los valores correspondientes al perfil tipo S3. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

Tabla N°2			
Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

Tabla - 10

Artículo 7 Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

T es el periodo según se define en el Artículo 17 (17.2) ó en el Artículo 18 (18.2 a) Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Capítulo 3. Requisitos Generales

Artículo 8 Aspectos Generales

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas determinadas en la forma prescrita en esta Norma.

Deberá considerarse el posible efecto de los elementos no estructurales en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño de cada elemento o componente en estudio.

Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis. No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Cuando sobre un sólo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

Artículo 9 Concepción Estructural Sismorresistente

El comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.

Artículo 10 Categoría de las Edificaciones

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 3. El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla N° 3 se usará según la clasificación que se haga.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

Tabla-11

Artículo 11 Configuración Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica (Tabla N° 6).

- a. Estructuras Regulares. Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.
- b. Estructuras Irregulares. Se definen como estructuras irregulares aquellas que presentan una o más de las características indicadas en la Tabla N° 12 o Tabla N° 13.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA
Irregularidades de Rigidez – Piso blando En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso.
Irregularidad de Masa Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas
Irregularidad Geométrica Vertical La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes. Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

Tabla-12

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA
Irregularidad Torsional Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el Promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.
Esquinas Entrantes La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.
Discontinuidad del Diafragma Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

Tabla-13

Artículo 12 Sistemas Estructurales

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla N°6.

Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deben combinarse con factores de carga unitarios. En caso contrario podrá usarse como (R)

los valores establecidos en Tabla N°14 previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero.	
Arriostres Excéntricos	6,5
Arriostres en Cruz	6,0
Concreto Armado	
Pórticos ⁽¹⁾ .	8
Dual ⁽²⁾ .	7
De muros estructurales ⁽³⁾ .	6
Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	4
Albañilería Armada o Confinada ⁽⁵⁾ .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Tabla-14

- 1.- Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E.060 Concreto Armado. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
2. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis según Artículo 16 (16.2)
3. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.
4. Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.
5. Para diseño por esfuerzos admisibles el valor de R será 6

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(**) Para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como $\frac{3}{4}$ de los anotados en la Tabla.

Para construcciones de tierra referirse a la NTE E.080 Adobe. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S_3 , ni se permite en suelos S_4 .

Artículo 13 Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse observando las características de regularidad y empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 15.

CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES			
Categoría de la Edificación.	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A (*) (**)	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		1	Cualquier sistema.
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Tabla-15

Artículo 14 Procedimientos de Análisis

- 14.1 Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos referidos en el Artículo 18.
- 14.2 Las estructuras clasificadas como regulares según el artículo 10 de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes del Artículo

Artículo 15 Desplazamientos Laterales

15.1 Desplazamientos Laterales Permisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el Artículo 16 (16.4), no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 16.

Tabla N° 16	
LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

15.2 Junta de Separación sísmica (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia mínima no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$s = 3 + 0,004 \cdot (h - 500) \quad (h \text{ y } s \text{ en centímetros})$$

$$s > 3 \text{ cm}$$

donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

El Edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado según Artículo 16 (16.4) ni menores que 2.

15.3 Estabilidad del Edificio

Deberá considerarse el efecto de la excentricidad de la carga vertical producida por los desplazamientos laterales de la edificación, (efecto $P\delta$) según se establece en el Artículo 16 (16.5).

La estabilidad al volteo del conjunto se verificará según se indica en el Artículo 21.

3.3. PROPUESTA ARQUITECTÓNICA:

La propuesta arquitectónica del proyecto es una edificación compuesta por pórticos para uso multifamiliar, cumple con todos los requerimientos tanto de uso como de función, logrando satisfacer con los requerimientos mínimos de uso necesarios para tales fines.

3.4. INTERPRETACIÓN ESTRUCTURAL:

Es un sistema Aporticado; conformado por vigas y columnas, cuyas secciones se han tomado de acuerdo a las solicitudes de arquitectura y diseño estructural.

De la inspección realizada se caracterizó a la edificación como un sistema de pórticos con presencia de muros portantes para sistema de ascensor, de la configuración estructural se determinó que presenta irregularidad en planta, debido a las longitudes salientes, no presenta irregularidad en altura.

Descripción del caso de estudio:

El diseño sísmico por desempeño tendrá estas referencias:

a) Ubicación:

La ubicación de la edificación a construirse estará ubicado en la Avenida Interoceánica N° 248-Barrio De Nueva Florida-Independencia-Huaraz. El área global de la construcción tendrá 179.091 m².

3.5. RESEÑA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL PROPUESTO

El objetivo de adoptar todo este sistema estructural es garantizar la seguridad a las personas que han de estar dentro de ella, así como optimizar costos.

3.6. MATERIALES

Los materiales tomados en cuenta para el análisis son:

- Concreto

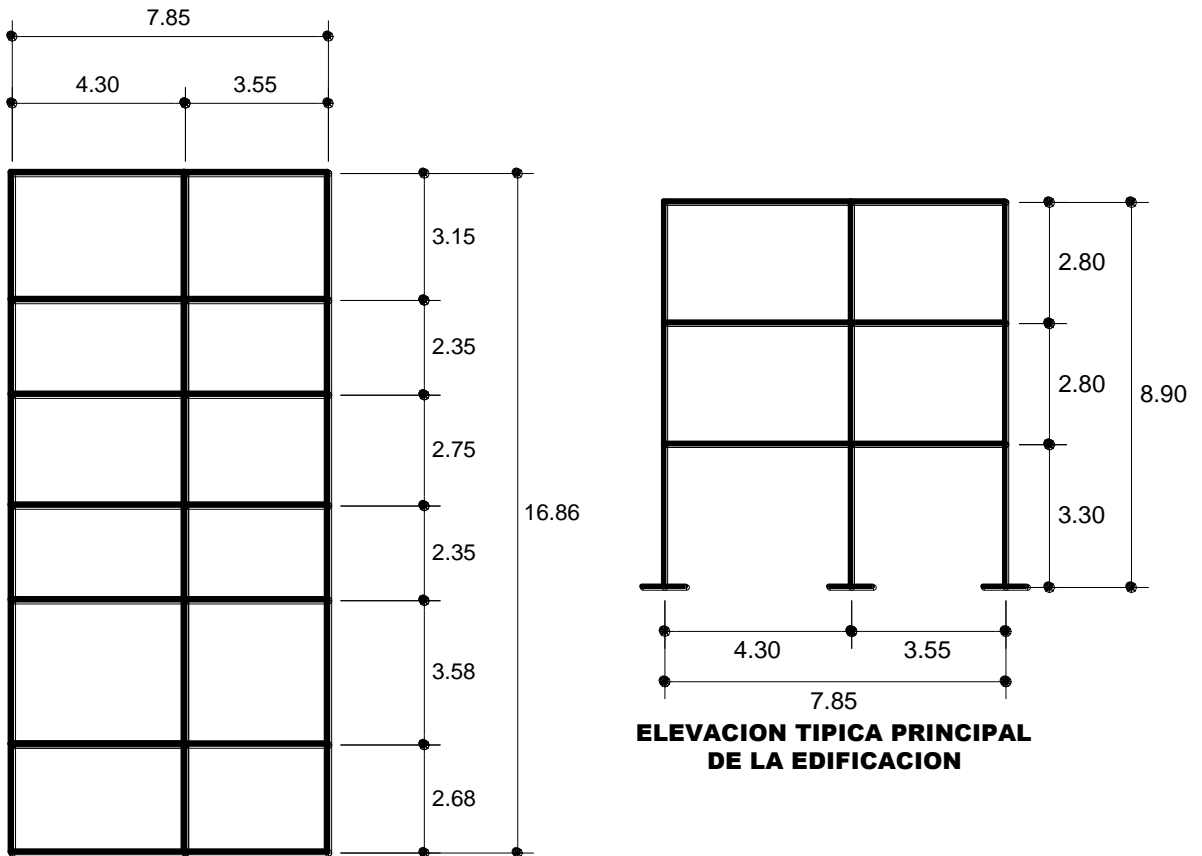
$f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$ en vigas y columnas principales.

$f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$ en viguetas.

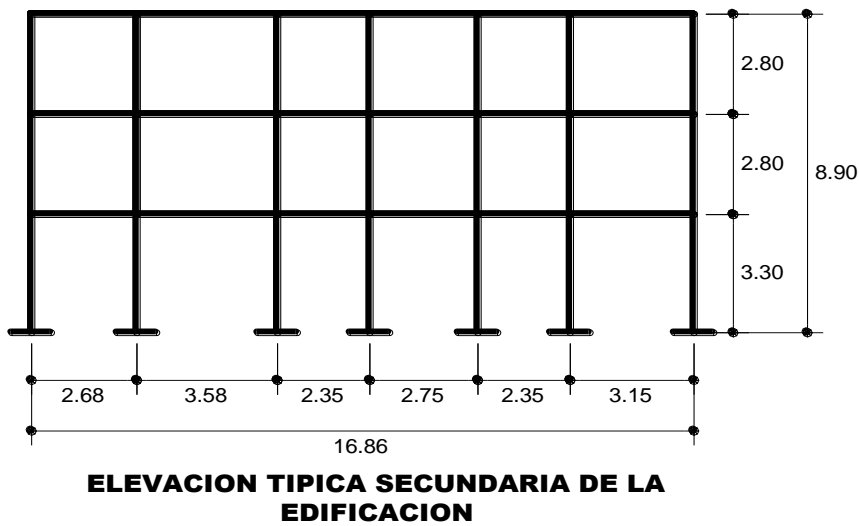
$Ec = 2 \times 10^6 \text{ T/m}^2 = 2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 = 20000 \text{ MPa}$

$fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$ $Ec = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 = 200000 \text{ MPa}$

3.7. DISEÑO ESTRUCTURAL PRELIMINAR (fig.- 37):



PLANTA TIPICA DE LA EDIFICACION



(fig.37)

3.8. PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

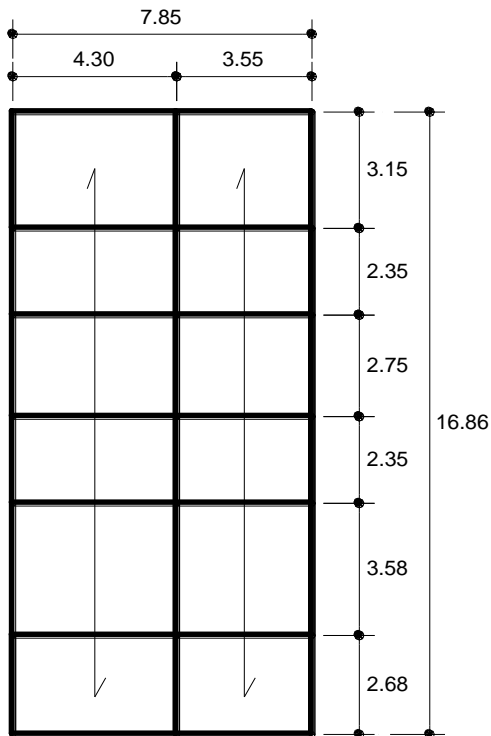
Después de haber fijado la forma, ubicación y distribución de los elementos estructurales, es necesario partir inicialmente de dimensiones que se acerquen lo más posible a las dimensiones finales requeridas por el diseño.

Un buen pre dimensionamiento nos evitara sucesivos análisis, como de diseño, hasta que las dimensiones satisfagan los requerimientos de las normas de diseño.

Existen muchos criterios para pre dimensionar los elementos estructurales, unos más empíricos que otros. Pero finalmente la experiencia y el buen criterio primario en la elección de algunos criterios y por qué no en la elaboración de otros propios. Los criterios que asumiremos en adelante serán tratando de cumplir los requerimientos del R.N.E., E-030 y E-060.

3.8.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ALIGERADO

De la configuración estructural se tiene



(fig. 38)

De la Norma E.020 Cargas, se tiene:

Losas aligeradas armadas en una sola dirección de Concreto Armado		
Con vigueta 0,10 m de ancho y 0,40 m entre ejes.		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m ²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

tabla-17

$$H = L/20$$

$$L = \text{Luz Libre de Viguetas} = 3.58\text{m}$$

$$H = 0.18\text{m Tomaremos } H = 0.20\text{m}$$

$$\text{Ancho de Vigueta: } 0.10\text{m}$$

$$\text{Entre Ejes de Viguetas: } 0.40\text{m}$$

METRADO DE CARGAS..

NIVEL 3

CARGA MUERTA

Peso del Aligerado (H=20cm)	300.00kg/m ²
Acabados	100.00kg/m ²
Tabiqueria	<u>100.00kg/m²</u>
	500.00kg/m²

CARGA VIVA

Azotea	<u>100.00kg/m²</u> (E.020 Cargas -Viviendas)
	100.00kg/m²

Peso por metro Lineal, WD=		200.00 kg/ml
Peso por metro Lineal, WL=		40.00 kg/ml
Peso por m ² , Wu=	1.4WD + 1.7 WL =	348.00 kg/ml

NIVEL 1 - NIVEL 2

CARGA MUERTA

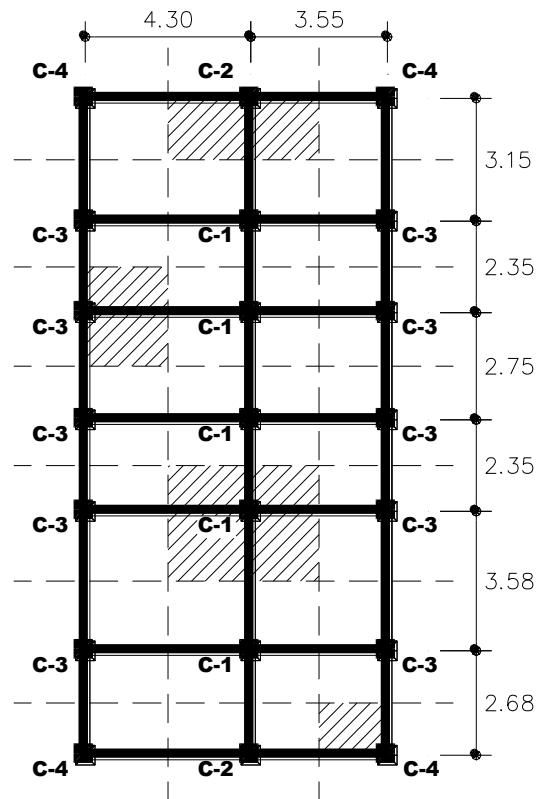
Peso del Aligerado (H=30cm)	300.00kg/m ²
Acabados	100.00kg/m ²
Tabiqueria	<u>100.00kg/m²</u>
	500.00kg/m²

CARGA VIVA

Viviendas	<u>200.00kg/m²</u> (E.020 Cargas -Viviendas)
	200.00kg/m²

Peso por metro Lineal, WD=		200.00 kg/ml
Peso por metro Lineal, WL=		80.00 kg/ml
Peso por m ² , Wu=	1.4WD + 1.7 WL =	416.00 kg/ml

3.8.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS



(fig. 38)

Planta Típica (Modelo Estructural de los 3 Pisos)

Area Tributaria Para Columna C-1	=	12.30	m ²
Area Tributaria Para Columna C-2	=	6.21	m ²
Area Tributaria Para Columna C-3	=	6.73	m ²
Area Tributaria Para Columna C-4	=	3.40	m ²

Dónde:

C-1; Columna central (mayor área tributaria)

C-2; de pórtico principal.

C-3; de pórtico secundario.

C-4; columna ubicada en la esquina (menor área tributaria)

DIMENSIONAMIENTO REFERENCIAL DE VIGAS

Para conocer el peso propio de la viga referencial para el met.- cargas se usará el siguiente criterio:

$$h = \frac{L}{10}$$

$$b = \frac{B}{20}$$

L = Luz entre ejes de columnas

B = Ancho Tributario, perpendicular al elemento de diseño

- VIGAS PRINCIPALES

$$h = 0.43 \text{ m}$$

$$b = 0.22 \text{ m}$$



0.43 h VP(.25x.45)

0.22
b

- VIGAS SECUNDARIAS

$$h = 0.36 \text{ m}$$

$$b = 0.18 \text{ m}$$



0.36 h VS(.25x.40)

0.18
b

Calculando el peso propio de las vigas, descontando la altura de la losa aligerada de 0.30 m

	$\frac{b(m)}{}$	\times	$\frac{h(m)}{}$	\times	$\frac{L(m)}{}$	\times	$\frac{Pe(kg/m^3)}{}$	$=$	
Peso de la V.P.	0.25	x	0.45	x	50.58	x	2,400	=	13,656.60 kg
Peso de la V.S.	0.25	x	0.40	x	54.95	x	2,400	=	13,188.00 kg
							Total	=	26,844.60 kg

$$\text{Peso de Vigas por m}^2 = \frac{26,844.60}{(16.86 \times 7.85)} = 202.83 \text{ kg/m}^2$$

Asumo por redondeo un valor de **210.00 kg/m²**

DIMENSIONAMIENTO REFERENCIAL DE COLUMNAS

Asumimos el peso propio para una columna de 0.30x0.30 y una altura de 3.00 m

$$\text{Peso de la Colu} = \frac{b(m)}{0.30} \times \frac{h(m)}{0.30} \times \frac{L(m)}{3.20} \times \frac{Pe(kg/m^3)}{2,400.00} \times \frac{N \text{ Columnas}}{21.00} = 14,515.20 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de Colum. por m}^2 = \frac{14,515.20}{(16.86 \times 7.85)} = 109.67 \text{ kg/m}^2$$

Asumo por redondeo un valor de **110.00 kg/m²**

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS CON LOS DATOS ENCONTRADOS

GENERALIDADES

Tipos de Columnas:

- C1 = Columna central
 C2 = Columna extrema de un pórtico interior principal
 C3 = Columna extrema de un pórtico interior secundario
 C4 = Columna de esquina

Formula Para el Dimensionamiento de Columnas:

$$bD = \frac{P}{n \cdot f'c}$$

Do D : Dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna
b : La otra dimensión de la sección de la columna
P : Carga Total que soporta la columna (Acorde a la Tabla Nº 01)
f'c : Resistencia del Concreto a la compresión simple
n : Coeficiente sísmico, que depende del tipo de columna (ver tabla Nº 01)

SEGÚN ENSAYOS EXPERIMENTALES EN JAPÓN - TABLA Nº 01

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO "P"
Tipo C1, para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.30
Tipo C1, para los Para los 4 ultimos pisos superiores	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.25
Tipo C2 y C3	Columnas Extremas de Porticos Interiores	P = 1.25 PG. n = 0.25
Tipo C4	Columna de Esquina	P = 1.50 PG. n = 0.20

Donde:

- Nota : Se considera primeros pisos a los restantes de los ultimos 4 pisos
 PG : Es el Peso total de Cargas de Gravedad (D,L) que soporta la columna
 P : Carga Total Incl. Sismo.

Formulas para el Encontrar el PG. y WT, respectivamente:

$$PG = WT \cdot At$$

- Donde:** WT : Peso Total
 At : Area Tributaria de la columna
 WD : Carga Permanente (muerta)
 WL : Carga Libre (viva)

$$WT = 1.40WD + 1.70WL$$

ENCONTRANDO EL WT (CARGA ÚLTIMA), DEL 3º PISO

Encontrando el WD:

Peso Propio del Techo Aligerado	:	300.00 Kg/m ²
Peso de Vigas	:	210.00 Kg/m ²
Peso de Columnas	:	110.00 Kg/m ²
Peso de la Tabiquería	:	100.00 Kg/m ²
Peso de los Acabados	:	<u>100.00 Kg/m²</u>
WD	:	820.00 Kg/m²

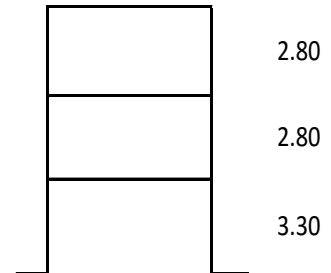
Encontrando el WL:

Sobrecarga	:	<u>100.00 Kg/m²</u>
SEGÚN RNE (NORMA E-020)	WL	100.00 Kg/m²

$$WT = 1.40 WD + 1.70 WL$$

$$WT = 1148.00 \text{ Kg/m}^2 + 170.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$WT = 1,318.00 \text{ Kg/m}^2$$



ENCONTRANDO EL WT (CARGA ÚLTIMA), DEL 1º AL 2º PISO

Encontrando el WD:

Peso Propio del Techo Aligerado	:	300.00 Kg/m ²
Peso de Vigas	:	210.00 Kg/m ²
Peso de Columnas	:	110.00 Kg/m ²
Peso de la Tabiquería	:	100.00 Kg/m ²
Peso de los Acabados	:	<u>100.00 Kg/m²</u>
WD	:	820.00 Kg/m²

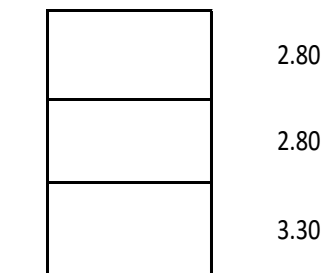
Encontrando el WL:

Sobrecarga	:	<u>200.00 Kg/m²</u>
SEGÚN RNE (NORMA E-020)	WL	200.00 Kg/m²

$$WT = 1.40 WD + 1.70 WL$$

$$WT = 1148.00 \text{ Kg/m}^2 + 340.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$WT = 1,488.00 \text{ Kg/m}^2$$



COLUMNA C-1

$$PG = WT * At \quad N = \text{Nº de pisos}$$
$$PG = AT \times WT' \times N + AT \times WT''$$

Pisos Inferiores	Azotea
------------------	--------

$$PG = 12.30 \times 1,488.00 \times 2.00 + 12.30 \times 1318.00 \times 1.00$$
$$PG = 52,820.06 \text{ Kg}$$

$$P = 1.10 \text{ PG.} \quad \text{DE LA TABLA N° 01}$$

$$P = 1.10 \times 52,820.06 \text{ kg}$$
$$P = 58,102.07 \text{ Kg}$$

$$bD = \frac{P}{n * f'c}$$

$$bD = \frac{58,102.07 \text{ Kg}}{0.25 \times 210 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$bD = 1,106.71 \text{ cm}^2 \quad b = D = 33.267 \text{ cm}$$

Asumiremos Columnas de 0.4 x 0.4 mts

COLUMNA C-2 y C-3

$$PG = WT * At \quad N = \text{Nº de pisos}$$
$$PG = AT \times WT' \times N + AT \times WT''$$

Pisos Inferiores	Azotea
------------------	--------

$$PG = 6.21 \times 1,488.00 \times 2.00 + 6.21 \times 1318.00 \times 1.00$$
$$PG = 26,663.16 \text{ Kg}$$

$$P = 1.25 \text{ PG.} \quad \text{DE LA TABLA N° 01}$$

$$P = 1.25 \times 26,663.16 \text{ kg}$$
$$P = 33,328.95 \text{ Kg}$$

$$bD = \frac{P}{n * f'c}$$

$$bD = \frac{33,328.95 \text{ Kg}}{0.25 \times 210 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$bD = 634.84 \text{ cm}^2 \quad b = D = 25.196 \text{ cm}$$

Asumiremos Columnas de 0.3 x 0.3 m

COLUMNA C-4

$$PG = WT \cdot At \quad N = \text{N}^\circ \text{ de pisos}$$

$$PG = AT \times WT' \times N + AT \times WT''$$

	Pisos Inferiores	Azotea
PG =	3.40	3.40
PG =	14,586.72 Kg	3.40 x 1318.00 x 1.00

$$P = 1.50 PG. \quad \text{DE LA TABLA N}^\circ 01$$

$$P = 1.50 \times 14,586.72 \text{ kg}$$

$$P = 21,880.08 \text{ Kg}$$

$$bD = \frac{P}{n \cdot f'c}$$

$$bD = \frac{21,880.08 \text{ Kg}}{0.20 \times 210 \text{ Kg/cm}^2}$$

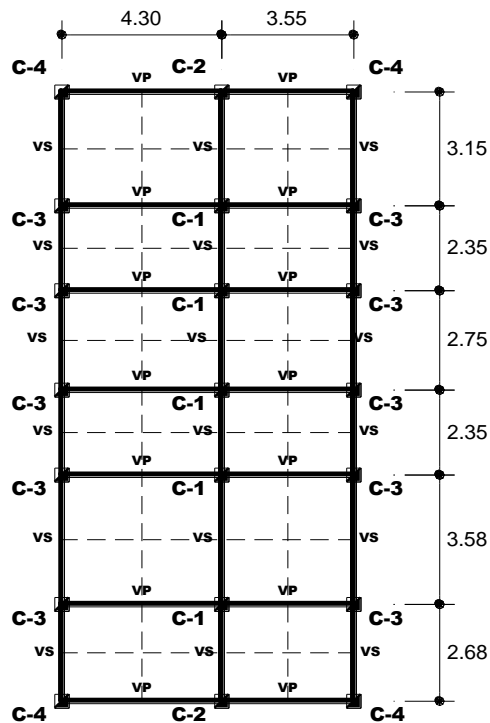
$$bD = 520.95 \text{ cm}^2 \quad b = D = 22.824 \text{ cm}$$

Asumiremos Columnas de 0.25 x 0.25 m

3.8.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Existen criterios prácticos para determinar el peralte de vigas, que dan buenos resultados, con cargas vivas no excesivas. Las vigas son elementos sometidos a flexión, el peralte deberá estar entonces en función de la longitud y la carga

(fig. 40)



VIGAS DEL 3TO NIVEL

VIGAS PRINCIPALES

W_L Sobrecarga	=	100 Kg/m ²	CV	0.0100 Kg/cm ²	CV
W_D Peso aligerado	=	300 Kg/m ²		0.0300 Kg/cm ²	
W_D Peso acabado	=	100 Kg/m ²		0.0100 Kg/cm ²	
W_D Tabiqueria	=	100 Kg/m ²		0.0100 Kg/cm ²	
W_D Carga Muerta		500 Kg/m ²	CM	0.0500 Kg/cm ²	CM

$W_u = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ CV}$

Reemplazando:

$W_u = 0.0870 \text{ Kg/cm}^2$

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{w_u}} \right)} = \frac{L_n}{13.561}$$

L_n = Longitud Libre

$$b = \frac{B}{20}$$

B = Dimension Transversal Tributaria

$h = \frac{4.05}{13.56} = 0.30 \text{ m}$ 0.30 m Redondeo

$b = \frac{3.58}{20} = 0.18 \text{ m}$ 0.25 m

VIGAS SECUNDARIAS

W_L Sobrecarga	=	100 Kg/m ²	CV	0.0100 Kg/cm ²	CV
W_D Peso aligerado	=	- Kg/m ²		0.0000 Kg/cm ²	
W_D Peso acabado	=	100 Kg/m ²		0.0100 Kg/cm ²	
W_D Tabiqueria	=	100 Kg/m ²		0.0100 Kg/cm ²	
W_D Carga Muerta		200 Kg/m ²	CM	0.0200 Kg/cm ²	CM

$W_u = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ CV}$

Reemplazando:

$$h = \frac{Ln}{\left(\frac{4}{\sqrt{w_u}}\right)} = \frac{Ln}{18.856}$$

$$W_u = 0.0450 \text{ Kg/cm}^2$$

L_n = Longitud Libre

$$b = \frac{B}{20}$$

B = Dimension Transversal Tributaria

$$h = \frac{4.05}{18.86} = 0.21 \text{ m} \quad \text{Redondeo} \quad \boxed{0.25} \text{ m}$$

$$b = \frac{3.58}{20} = 0.18 \text{ m} \quad \boxed{0.25} \text{ m}$$

VIGAS DEL 1ER AL 2ER NIVEL

VIGAS PRINCIPALES

W_L Sobrecarga	=	200 Kg/m ²	CV	0.0200 Kg/cm ²	CV
W_D Peso aligerado	=	300 Kg/m ²		0.0300 Kg/cm ²	
W_D Peso acabado	=	100 Kg/m ²		0.0100 Kg/cm ²	
W_D Tabiqueria	=	100 Kg/m ²		0.0100 Kg/cm ²	
W_D Carga Muerta		500 Kg/m ²	CM	0.0500 Kg/cm ²	CM

$$W_u = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ CV}$$

Reemplazando:

$$h = \frac{Ln}{\left(\frac{4}{\sqrt{w_u}}\right)} = \frac{Ln}{12.403}$$

$$W_u = 0.1040 \text{ Kg/cm}^2$$

L_n = Longitud Libre

$$b = \frac{B}{20}$$

B = Dimension Transversal Tributaria

$$h = \frac{4.05}{12.40} = 0.33 \text{ m} \quad \text{Redondeo} \quad \boxed{0.40} \text{ m}$$

$$b = \frac{3.58}{20} = 0.18 \text{ m} \quad \boxed{0.25} \text{ m}$$

VIGAS SECUNDARIAS

W_L Sobrecarga	=	200 Kg/m ²	CV	0.0200 Kg/cm ²	CV
W_D Peso aligerado	=	- Kg/m ²		0.0000 Kg/cm ²	
W_D Peso acabado	=	100 Kg/m ²		0.0100 Kg/cm ²	
W_D Tabiquería	=	100 Kg/m ²		0.0100 Kg/cm ²	
W_D Carga Muerta		200 Kg/m ²	CM	0.0200 Kg/cm ²	CM

$$W_u = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ CV}$$

Reemplazando:

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{w_u}} \right)}$$

$$= \frac{L_n}{16.064}$$

$$W_u = 0.0620 \text{ Kg/cm}^2$$

L_n = Longitud Libre

$$b = \frac{B}{20}$$

B = Dimension Transversal Tributaria

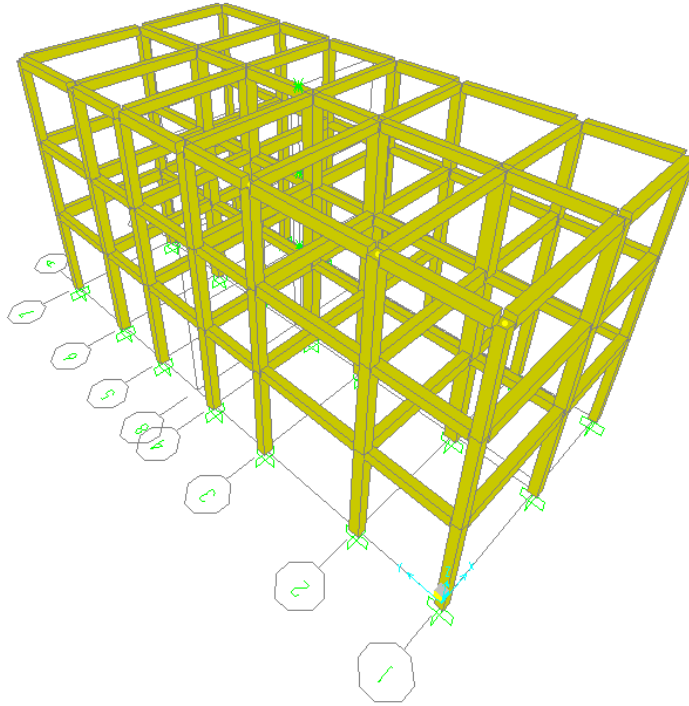
$$h = \frac{4.05}{16.06} = 0.25 \text{ m} \quad \text{Redondeo} \quad \boxed{0.30} \text{ m}$$

$$b = \frac{3.58}{20} = 0.18 \text{ m} \quad \boxed{0.25} \text{ m}$$

3.9. ESTRUCTURACION FINAL

La estructuración final cumple con todos los requisitos de continuidad, ductilidad, rigidez lateral, así mismo los elementos estructurales cumplen satisfactoriamente las secciones propuestas para su posterior análisis estructural, en el proceso de análisis se ha ido mejorando el modelo a analizar. Se incluyó en el modelo de idealización matemática la inclusión de la losa aligera en su forma real con viguetas.

Del predimensionamiento inicial ha variado en algunas secciones de las columnas y vigas.



(Fig. 41). Predimensionamiento

3.10. MEMORIA DE CÁLCULO

3.10.1. BASES LEGALES

Para estructuras de Concreto Armado, el desarrollo del presente trabajo se basa en las siguientes normas y reglamentos:

- Normas Peruanas de Estructuras:
- Norma Técnica de Edificación de Cargas E.020
- Norma Técnica de Edificación de Concreto Armado E.060
- ACI, Capítulo Peruano, Diciembre 1998.
- Norma Técnica de Suelos y Cimentación E.050
- Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030
- Norma Técnica de Albañilería E.070
- Norma de construcciones en concreto estructural ACI 318-05.
- Reportes del Fema 356 - Federal Emergency Management Agency.

3.10.2. CARGAS DE DISEÑO

El análisis de los elementos estructurales se ha realizado con las siguientes cargas de diseño: Carga Permanente o Muerta (D), que incluye el peso propio de la estructura, así como el peso de los elementos auxiliares, cargas de acabado de pisos y tabiquería móvil.

Carga Viva (L), que considera las cargas vivas para este tipo de edificaciones según la norma E-020.

Carga de Sismo (Q), que consiste en establecer las fuerzas horizontales que actuaran en la edificación, de acuerdo a los parámetros establecidos en las Normas Peruanas de Estructuras – Norma E-30.

3.10.3. METRADO DE CARGAS

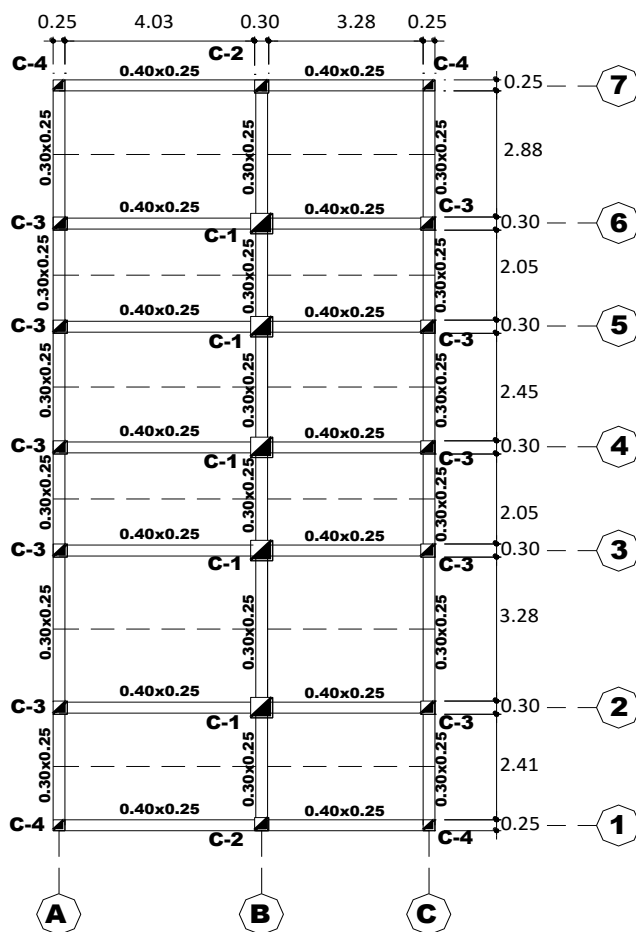
3.10.3.1. CARGA MUERTA

Para el diseño de este proyecto se adoptó lo establecido según la norma E-020 del RNC el cual nos proporciona algunos pesos unitarios para calcular la carga muerta, en nuestro caso tenemos:

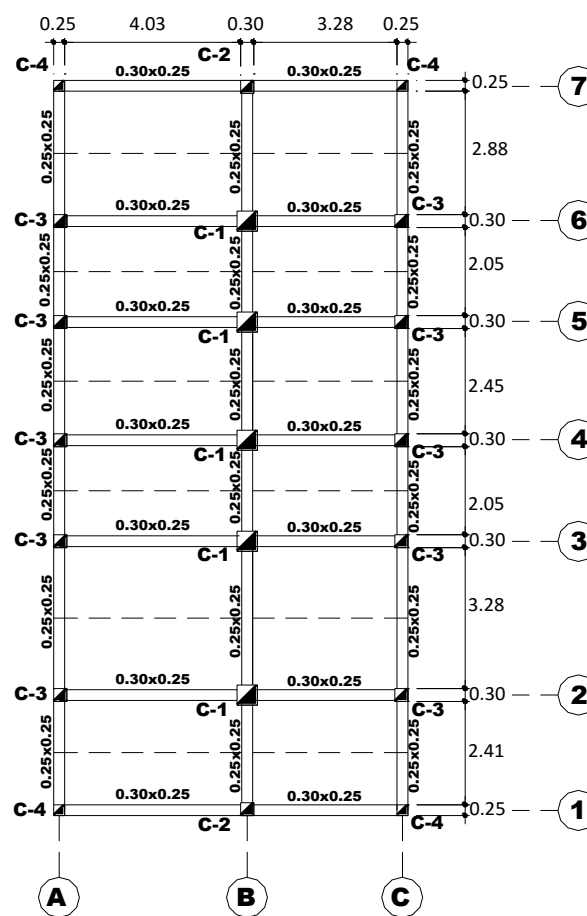
CARGAS Y PESOS UNITARIOS

		P. UNITARIO	Und
<u>CONCRETO ARMADO</u>		2,400.00	Kg/m ³
<u>AGUA</u>		1,000.00	Kg/m ³
<u>ALIGERADO</u>			
	<i>h = 20 cm</i>	300.00	Kg/m ²
<u>ACABADOS</u>			
Mortero	<i>20 Kg/m² x cm de espesor</i> e = 5.00 cm	100.00	Kg/m ²
<u>TABIQUERIA MOVIL</u>		100.00	Kg/m ²
<u>SOBRECARGAS (S/C)</u>			
Biblioteca	Sala de Lectura	300.00	Kg/m ²
	Sala de Almacenaje	750.00	Kg/m ²
Escuelas	Aulas y Laboratorios	300.00	Kg/m ²
	Talleres	350.00	Kg/m ²
Hospitales	Cuartos	200.00	Kg/m ²
	Sala de Operación y Laboratorios	300.00	Kg/m ²
Oficinas	Ambientes Comunes	250.00	Kg/m ²
	Sala de Archivo	500.00	Kg/m ²
() Viviendas	Corredores y Escaleras	400.00	Kg/m ²
	(incluye corredores y escalera)	200.00	Kg/m ²
Azoteas Planas		100.00	Kg/m ²
<u>COLUMNAS</u>			
<u>C-1</u>	0.40 x 0.40 m ²	384.00	Kg/m
<u>C-2</u>	0.30 x 0.30 m ²	216.00	Kg/m
<u>C-3</u>	0.30 x 0.30 m ²	216.00	Kg/m
<u>C-4</u>	0.25 x 0.25 m ²	150.00	Kg/m
<u>VIGAS</u>			
<u>3to Piso</u>			
Principal	0.30 x 0.25 m ²	180.00	Kg/m
Secundaria	0.30 x 0.25 m ²	180.00	Kg/m
<u>1Ro al 2Er Piso</u>			
Principal	0.40 x 0.25 m ²	240.00	Kg/m
Secundaria	0.30 x 0.25 m ²	180.00	Kg/m

METRADO DE CARGAS



PLANTA DEL 1 Y 2 DO NIVEL



PLANTA DEL 3ER NIVEL

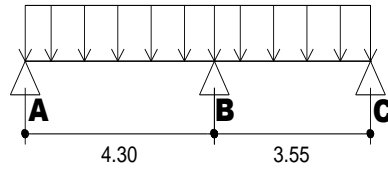
Areas Tributarias:

Descripcion	Ancho (mts)	Largo (mts)
Eje 1	1.34	7.85
Eje 2	3.13	7.85
Eje 3	2.97	7.85
Eje 4	2.55	7.85
Eje 5	2.55	7.85
Eje 6	2.75	7.85
Eje 7	1.58	7.85
Eje A	0.80	16.86
Eje B	1.60	16.86
Eje C	0.80	16.86

VIGAS DEL 3ER NIVEL

VIGA - EJE 1

0.25 x **0.30** m



EJE 1

Cargas Muertas

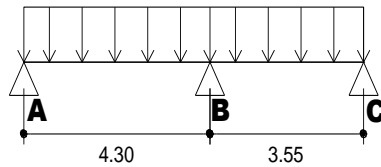
Peso Propio	180.00		=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	1.34	= 402.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	1.59	= 159.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	1.59	= 159.00 kg/ml
				900.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	100.00	x	1.59	= 159.00 kg/ml
				159.00 kg/ml

VIGA - EJE 2

0.25 x **0.30** m



EJE 2

Cargas Muertas

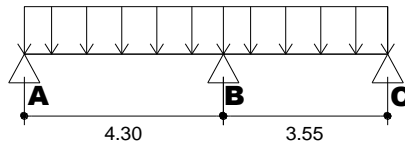
Peso Propio	180.00		=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	3.13	= 939.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	3.38	= 338.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	3.38	= 338.00 kg/ml
				1,795.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	100.00	x	3.38	= 338.00 kg/ml
				338.00 kg/ml

VIGA - EJE 3

0.25 x **0.30** m



EJE 3

Cargas Muertas

Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	2.97	=	891.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	3.22	=	322.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	3.22	=	322.00 kg/ml

1,715.00 kg/ml

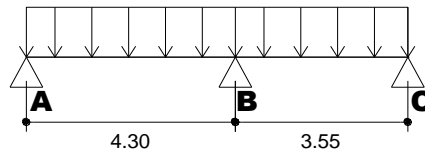
Cargas Vivas

Sobrecarga	100.00	x	3.17	=	317.00 kg/ml
------------	--------	---	------	---	--------------

317.00 kg/ml

VIGA - EJE 4

0.25 x **0.30** m



EJE 4

Cargas Muertas

Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	2.55	=	765.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.80	=	280.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	2.80	=	280.00 kg/ml

1,505.00 kg/ml

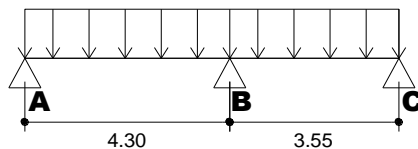
Cargas Vivas

Sobrecarga	100.00	x	2.75	=	275.00 kg/ml
------------	--------	---	------	---	--------------

275.00 kg/ml

VIGA - EJE 5

0.25 x **0.30** m



EJE 5

Cargas Muertas

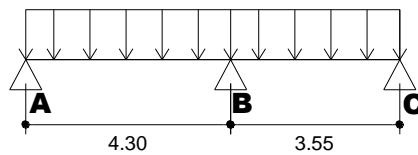
Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	2.55	=	765.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.80	=	280.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	2.80	=	280.00 kg/ml
					1,505.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	100.00	x	2.75	=	275.00 kg/ml
					275.00 kg/ml

VIGA - EJE 6

0.25 x 0.30 m



EJE 6

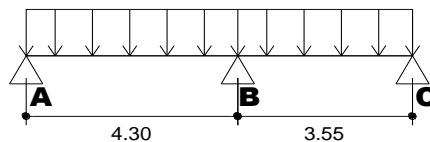
Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	2.75	=	825.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.95	=	295.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	3.01	=	300.50 kg/ml
					1,600.50 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	100.00	x	2.95	=	295.00 kg/ml
					295.00 kg/ml

VIGA - EJE 7

0.25 x 0.30 m



EJE 7

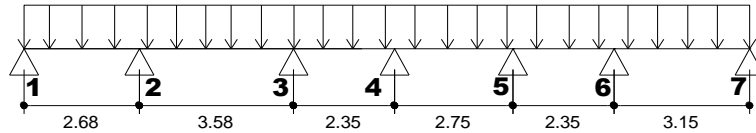
Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	1.58	=	474.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	1.83	=	183.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	1.83	=	183.00 kg/ml
					1,020.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	100.00	x	1.83	=	183.00 kg/ml
					183.00 kg/ml

VIGA - EJE A

0.25	x	0.30 m
-------------	---	---------------



EJE A

Cargas Muertas

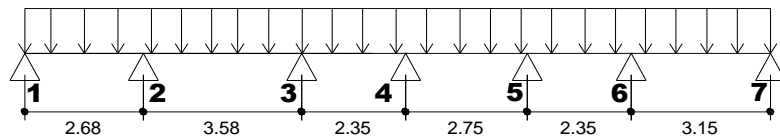
Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	0.80	=	240.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	1.05	=	105.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	1.05	=	105.00 kg/ml
					630.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	100.00	x	1.05	=	105.00 kg/ml
					105.00 kg/ml

VIGA - EJE B

0.25	x	0.30 m
-------------	---	---------------



EJE B

Cargas Muertas

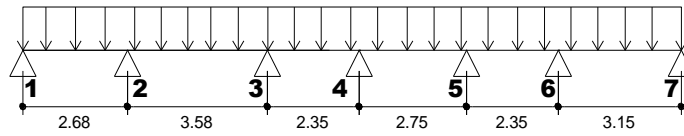
Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	1.60	=	480.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	1.85	=	185.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	1.85	=	185.00 kg/ml
					1,030.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	100.00	x	1.85	=	185.00 kg/ml
					185.00 kg/ml

VIGA - EJE C

0.25 x **0.30** m



EJE C

Cargas Muertas

Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	0.80	=	240.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	1.05	=	105.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	1.05	=	105.00 kg/ml
					630.00 kg/ml

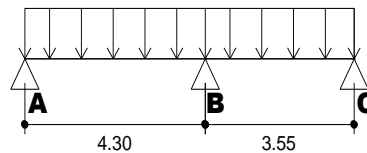
Cargas Vivas

Sobrecarga	100.00	x	1.05	=	105.00 kg/ml
					105.00 kg/ml

VIGAS DEL 1RO AL 2ER NIVEL

VIGA - EJE 1

0.25 x **0.40** m



EJE 1

Cargas Muertas

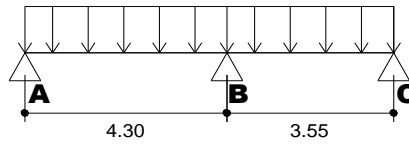
Peso Propio	240.00			=	240.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	1.34	=	402.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	1.59	=	159.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	1.59	=	159.00 kg/ml
					960.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	200.00	x	1.59	=	318.00 kg/ml
					318.00 kg/ml

VIGA - EJE 2

0.25 x **0.40** m



EJE 2

Cargas Muertas

Peso Propio	240.00		=	240.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	3.13	= 939.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	3.38	= 338.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	3.38	= 338.00 kg/ml

1,855.00 kg/ml

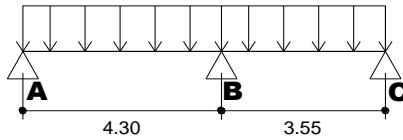
Cargas Vivas

Sobrecarga	200.00	x	3.38	= 676.00 kg/ml
------------	--------	---	------	----------------

676.00 kg/ml

VIGA - EJE 3

0.25 x **0.40** m



EJE 3

Cargas Muertas

Peso Propio	240.00		=	240.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	2.97	= 891.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	3.22	= 322.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	3.22	= 322.00 kg/ml

1,775.00 kg/ml

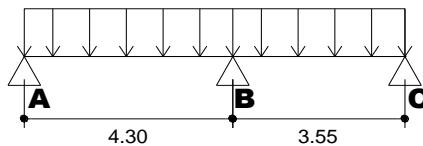
Cargas Vivas

Sobrecarga	200.00	x	3.22	= 644.00 kg/ml
------------	--------	---	------	----------------

644.00 kg/ml

VIGA - EJE 4

0.25 x **0.40** m



EJE 4

Cargas Muertas

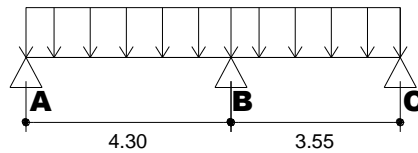
Peso Propio	240.00			=	240.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	2.55	=	765.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.80	=	280.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	2.80	=	280.00 kg/ml
					1,565.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	200.00	x	2.80	=	560.00 kg/ml
					560.00 kg/ml

VIGA - EJE 5

0.25 x **0.40** m



EJE 5

Cargas Muertas

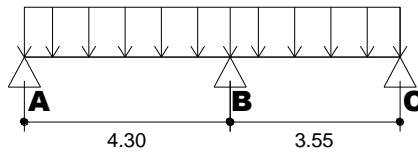
Peso Propio	240.00			=	240.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	2.55	=	765.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.80	=	280.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	2.80	=	280.00 kg/ml
					1,565.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	200.00	x	2.80	=	560.00 kg/ml
					560.00 kg/ml

VIGA - EJE 6

0.25 x **0.40** m



Cargas Muertas**EJE 6**

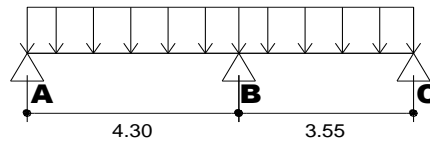
Peso Propio	240.00			=	240.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	2.75	=	825.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	3.00	=	300.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	3.00	=	300.00 kg/ml
					1,665.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	200.00	x	3.15	=	630.00 kg/ml
					630.00 kg/ml

VIGA - EJE 7

$$\boxed{0.25} \times \boxed{0.40} \text{ m}$$

**EJE 7****Cargas Muertas**

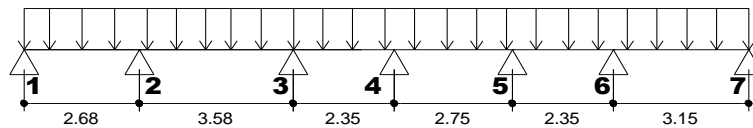
Peso Propio	240.00			=	240.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	1.58	=	474.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	1.83	=	183.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	1.83	=	183.00 kg/ml
					1,080.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	200.00	x	1.83	=	366.00 kg/ml
					366.00 kg/ml

VIGA - EJE A

$$\boxed{0.25} \times \boxed{0.30} \text{ m}$$

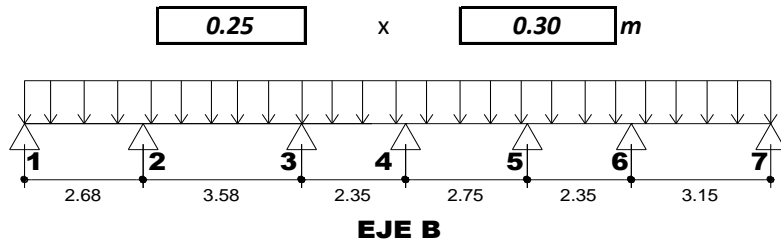
**EJE A****Cargas Muertas**

Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	0.80	=	240.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	1.05	=	105.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	1.05	=	105.00 kg/ml
					630.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	200.00	x	1.05	=	210.00 kg/ml
					210.00 kg/ml

VIGA - EJE B



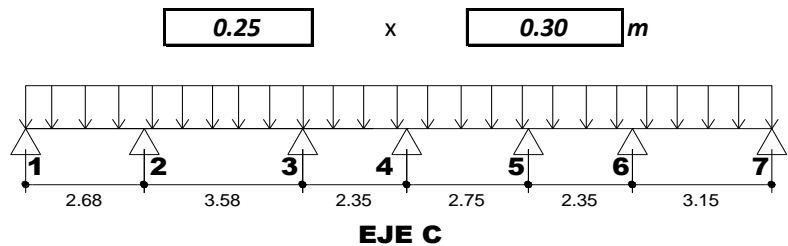
Cargas Muertas

Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	1.60	=	480.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	1.85	=	185.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	1.85	=	185.00 kg/ml
					1,030.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	200.00	x	1.85	=	370.00 kg/ml
					370.00 kg/ml

VIGA - EJE C



Cargas Muertas

Peso Propio	180.00			=	180.00 kg/ml
Carga de Losa	300.00	x	0.80	=	240.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	1.05	=	105.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	1.05	=	105.00 kg/ml
					630.00 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	200.00	x	1.05	=	210.00 kg/ml
					210.00 kg/ml

CALCULO EL PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

PESO EN EL NIVEL N° 03

CARGA MUERTA 99.48 Ton

VIGAS	Nº VIGAS	L (m)	h (m)	b (m)	P.Uc (T/m³)	PESO (Ton)
VIGAS EJE 1	1	7.85	0.30	0.25	2.40	1.41
VIGAS EJE 2	1	7.85	0.30	0.25	2.40	1.41
VIGAS EJE 3	1	7.85	0.30	0.25	2.40	1.41
VIGAS EJE 4	1	7.85	0.30	0.25	2.40	1.41
VIGAS EJE 5	1	7.85	0.30	0.25	2.40	1.41
VIGAS EJE 6	1	7.85	0.30	0.25	2.40	1.41
VIGAS EJE 7	1	7.85	0.30	0.25	2.40	1.41
VIGAS EJE A	1	16.86	0.30	0.25	2.40	3.03
VIGAS EJE B	1	16.86	0.30	0.25	2.40	3.03
VIGAS EJE C	1	16.86	0.30	0.25	2.40	3.03

19.00

COLUMNAS	Nº COLUM	L (m)	h (m)	b (m)	P.Uc (T/m³)	PESO (Ton)
C-1	5	2.80	0.40	0.40	2.40	5.38
C-2	2	2.80	0.30	0.30	2.40	1.21
C-3	10	2.80	0.30	0.30	2.40	6.05
C-4	4	2.80	0.25	0.25	2.40	1.68

14.31

ALIGERADO	L (m)	16.86	ANCHO (m)	7.85	P.Uc (T/m³)	0.300	PESO (Ton)	39.71
	L (m)	16.86	ANCHO (m)	7.85	P.Uc (T/m³)	0.100	PESO (Ton)	13.24
ACABADOS	L (m)	16.86	ANCHO (m)	7.85	P.Uc (T/m³)	0.100	PESO (Ton)	13.24
	L (m)	16.86	ANCHO (m)	7.85	P.Uc (T/m³)	0.100	PESO (Ton)	13.24

CARGAS VIVAS 3.31 Ton

AZOTEA S/C 25%	L (m)	16.86 m	ANCHO (m)	7.85	(T/m²)	0.100	PESO (Ton)	13.24
	L (m)	16.86 m	ANCHO (m)	7.85	(T/m²)	0.100	PESO (Ton)	13.24

PESO TOTAL 1.4 CM + 1.7 CV

PESO TOTAL 144.90 Ton

PESO EN EL NIVEL N° 02

CARGA MUERTA 102.78 Ton

VIGAS	Nº VIGAS	L (m)	h (m)	b (m)	P.Uc (T/m³)	PESO (Ton)
VIGAS EJE 1	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 2	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 3	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 4	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 5	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 6	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 7	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE A	1	16.86	0.30	0.25	2.40	3.03
VIGAS EJE B	1	16.86	0.30	0.25	2.40	3.03
VIGAS EJE C	1	16.86	0.30	0.25	2.40	3.03

22.29

COLUMNAS	Nº COLUM	L (m)	h (m)	b (m)	P.Uc (T/m ³)	PESO (Ton)
C-1	5	2.80	0.40	0.40	2.40	5.38
C-2	2	2.80	0.30	0.30	2.40	1.21
C-3	10	2.80	0.30	0.30	2.40	6.05
C-4	4	2.80	0.25	0.25	2.40	1.68

14.31

	L (m)	ANCHO (m)	P.Uc (T/m ²)	PESO (Ton)
ALIGERADO	16.86	7.85	0.300	39.71
ACABADOS	16.86	7.85	0.100	13.24
TABIQUERIA	16.86	7.85	0.100	13.24

CARGAS VIVAS 6.62 Ton

	L (m)	ANCHO (m)	(T/m ²)	PESO (Ton)
SOBRECARGA S/C 25%	16.86 m	7.85	0.200	26.47

PESO TOTAL 1.4 CM + 1.7 CV

PESO TOTAL 155.14 Ton (EN CADA NIVEL)

PESO EN EL NIVEL Nº 01

CARGA MUERTA 105.34 Ton

VIGAS	Nº VIGAS	L (m)	h (m)	b (m)	P.Uc (T/m ³)	PESO (Ton)
VIGAS EJE 1	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 2	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 3	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 4	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 5	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 6	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE 7	1	7.85	0.40	0.25	2.40	1.88
VIGAS EJE A	1	16.86	0.30	0.25	2.40	3.03
VIGAS EJE B	1	16.86	0.30	0.25	2.40	3.03
VIGAS EJE C	1	16.86	0.30	0.25	2.40	3.03

22.29

COLUMNAS	Nº COLUM	L (m)	h (m)	b (m)	P.Uc (T/m ³)	PESO (Ton)
C-1	5	3.30	0.40	0.40	2.40	6.34
C-2	2	3.30	0.30	0.30	2.40	1.43
C-3	10	3.30	0.30	0.30	2.40	7.13
C-4	4	3.30	0.25	0.25	2.40	1.98

16.87

	L (m)	ANCHO (m)	P.Uc (T/m ²)	PESO (Ton)
ALIGERADO	16.86	7.85	0.300	39.71
ACABADOS	16.86	7.85	0.100	13.24
TABIQUERIA	16.86	7.85	0.100	13.24

CARGAS VIVAS 6.62 Ton

	L (m)	ANCHO (m)	(T/m ²)	PESO (Ton)
SOBRECARGA S/C 25%	16.86 m	7.85	0.200	26.47

PESO TOTAL 1.4 CM + 1.7 CV

PESO TOTAL 158.72 Ton

CALCULO DEL CENTRO DE MASAS

C-1=	0.40	x	0.40 m.
C-2=	0.30	x	0.30 m.
C-3=	0.30	x	0.30 m.
C-4=	0.25	x	0.25 m.
L=	8.9	m.	
γ_c =	2400	Kg/m ³	

COLUMNAS	PESO (P)	X	Y	P . X	P . Y
	kg	m	m	kg.m	kg.m
C-4	1,335.00	0.125	0.125	166.88	166.88
C-2	1,922.40	4.425	0.125	8,506.62	240.30
C-4	1,335.00	7.975	0.125	10,646.63	166.88
C-3	1,922.40	0.150	2.805	288.36	5,392.33
C-1	3,417.60	4.425	2.805	15,122.88	9,586.37
C-3	1,922.40	8.000	2.805	15,379.20	5,392.33
C-3	1,922.40	0.150	6.385	288.36	12,274.52
C-1	3,417.60	4.450	6.385	15,208.32	21,821.38
C-3	1,922.40	8.000	6.385	15,379.20	12,274.52
C-3	1,922.40	0.150	8.735	288.36	16,792.16
C-1	3,417.60	4.450	8.735	15,208.32	29,852.74
C-3	1,922.40	8.000	8.735	15,379.20	16,792.16
C-3	1,922.40	0.150	11.485	288.36	22,078.76
C-1	3,417.60	4.450	11.485	15,208.32	39,251.14
C-3	1,922.40	8.000	11.485	15,379.20	22,078.76
C-3	1,922.40	0.150	13.835	288.36	26,596.40
C-1	3,417.60	4.450	13.835	15,208.32	47,282.50
C-3	1,922.40	8.000	13.835	15,379.20	26,596.40
C-4	1,335.00	0.150	16.985	200.25	22,674.98
C-2	1,922.40	4.450	16.985	8,554.68	32,651.96
C-4	1,335.00	8.000	16.985	10,680.00	22,674.98
	45,496.80			193,049.01	392,638.45

$$X_m = 4.24 \text{ mts}$$

$$Y_m = 8.63 \text{ mts}$$

ANALISIS SISMICO ESTATICO DE LA EDIFICACION

CALCULO DEL PESO DE LA EDIFICACION

Piso	Peso de Vigas (Tn)	Peso de Columnas (Tn)	Aligerado (Tn)	Acabados (Tn)	Tabiqueria (Tn)	Total de Carga Muerta (Tn)	Total de Carga Viva (Tn)	Porcentaje de Carga Viva a Considerar (Tn)	Peso Total 1.4CM+1.7CV (Tn)
								25%	
1	22.29	16.87	39.71	13.24	13.24	105.34	26.47	6.62	158.72
2	22.29	14.31	39.71	13.24	13.24	102.78	26.47	6.62	155.14
3	17.48	14.31	39.71	13.24	13.24	97.97	13.24	3.31	142.78
Peso	62.06	45.50	119.12	39.71	39.71	306.09	66.18	16.54	456.65

CALCULO DEL CORTANTE BASAL

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

$$T = hn / Ct$$

$$C/R > 0.125$$

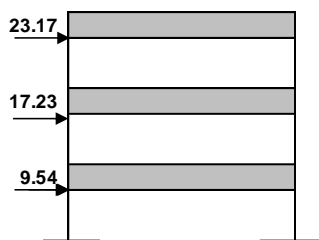
$$C = 2.5 (Tp / T)$$

$$C \leq 2.5$$

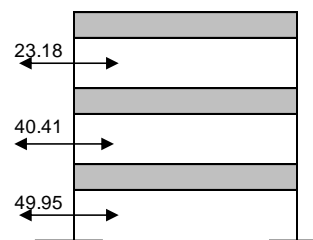
Parametros	Valores	Descripcion
Z	0.35	Zona 3 (Huaraz)
U	1.00	Edificacion para vivienda
S	1.00	Suelo Rígido (S1)
Rx = Ry	8.00	Estructura Conformada Por Porticos
Tp	0.40	Factor que depende de "S"
hn	11.20	Altura total de la edificacion (mts)
Ct	35.00	Coefficiente para estimar el periodo fundamental
T	0.32	Periodo fundamental de la estructura
C calculado	3.13	Coefficiente de amplificacion sismica
C asumido	2.50	Coefficiente de amplificacion sismica
P (Tn)	456.65	Peso total de la edificacion
V (Tn)	49.95	Fuerza cortante en la base de la estructura

DISTRIBUCION DE LA FUERZA CORTANTE EN ALTURA

PISO	Pi	hi	Pi x hi	Pi x hi / $\sum (Pi x hi)$	Fi	Vi
1	158.72	3.30	523.78	0.191	9.54	49.95
2	155.14	6.10	946.38	0.345	17.23	40.41
3	142.78	8.90	1,270.73	0.464	23.17	23.18
	456.65		2,740.89		49.95	



Fuerzas Inerciales (Fi)



Fuerzas Cortantes (Vi)

CALCULO DE LAS EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES.

$$Ex = 0.05 \times 7.85 = 0.39 \text{ mts}$$

$$Ex = 0.05 \times 16.86 = 0.84 \text{ mts}$$

CENTRO DE MASAS FINAL.

$$X_{mi} = 4.24 \text{ mts}$$

$$Y_{mi} = 8.63 \text{ mts}$$

$$X_{mf} = 4.24 + 0.39 = 4.59 \text{ mts}$$

$$Y_{mf} = 8.63 + 0.84 = 9.46 \text{ mts}$$

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE LA EDIFICACION

CALCULO DE MASAS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Piso	Largo (m)	Ancho (m)	Total de Carga Muerta (Tn)	Total de Carga Viva (Tn)	Porcentaje de Carga Viva a Considerar (Tn)	Peso Total 1.4CM+1.7 CV (Tn)	Masa Traslacional (Tn.seg2/m)	Masa Rotacional (Tn.seg2.m)
					25%			
1	16.86	7.85	105.34	26.47	6.62	158.72	16.18	466.35
2	16.86	7.85	102.78	26.47	6.62	155.14	15.81	455.84
3	16.86	7.85	97.97	13.24	3.31	142.78	14.55	419.51
Peso			306.09	66.18	16.54	456.65	46.55	1,341.70

ESPECTRO DE RESPUESTA

$$S_a = \frac{Z.U.S.C}{R} \cdot g \quad C = 2.5 \frac{T_p}{T}$$

$$Factor\ de\ Escala = \frac{Z.U.S}{R} \cdot g$$

$$Factor\ de\ Escala = \boxed{3.4335}$$

Parametros	Valores	Descripcion
Z	0.35	Zona 3 (Huaraz)
U	1.00	Edificacion para vivienda
S	1.00	Suelo Rigido (S1)
Rx = Ry	1.00	Estructura Conformada Por Porticos y Muros Estruct.
Tp	0.40	Factor que depende de "S"
hn	11.20	Altura total de la edificacion (mts)
Ct	35.00	Coficiente para estimar el periodo fundamental
T	0.32	Periodo fundamental de la estructura
C calculado	3.13	Coficiente de amplificacion sismica
C asumido	2.50	Coficiente de amplificacion sismica

Para un suelo Rigido:

T	C
0.00	2.50
0.40	2.50
0.50	2.00
0.60	1.67
0.70	1.43
0.80	1.25
0.90	1.11
1.00	1.00
2.00	0.50
3.00	0.33
4.00	0.25
5.00	0.20
6.00	0.17

PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

CALCULO DEL PESO DE LA EDIFICACION

Piso	Peso de Vigas (Tn)	Peso de Columnas (Tn)	Aligerado (Tn)	Acabados (Tn)	Tabiqueria (Tn)	Total de Carga Muerta (Tn)	Total de Carga Viva (Tn)	Peso Total 1.4CM+1.7 CV (Tn)
1	22.29	16.87	39.71	13.24	13.24	105.34	26.47	192.47
2	22.29	14.31	39.71	13.24	13.24	102.78	26.47	188.89
3	22.29	14.31	39.71	13.24	13.24	102.78	26.47	188.89
Peso	66.88	45.50	119.12	39.71	39.71	310.90	79.41	570.26

CALCULO DEL CORTANTE BASAL

Siendo condicion del trabajo de investigacion, el tener como dato un suelo rígido, se supondra una capacidad admisible del terreno de 35 Tn/m², por lo que el predimensionamiento inicial de la zapatas aisladas será:

$$q_a = \frac{P_{edif} + P_{cim}}{A_{cim}}$$

Por lo tanto tenemos:

$$q_a = \frac{570.26}{21 \times \text{Area Zapatas}}$$

$$A_{cim} = 0.78 \text{ m}^2$$

Por lo tanto se consideraran zapatas de:

1.00 x 1.00 mts

COMBINACIONES DE CARGA.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Todas las combinaciones de carga generadas seran ingresadas al programa SAP 2000:

Comb 1 1.4 CM + 1.7 CV

Comb 21 1.25 (CM + CV) + SISMO X

Comb 22 1.25 (CM + CV) - SISMO X

Comb 23 0.90 CM + SISMO X

Comb 24 0.90 CM - SISMO X

Comb 25 1.25 (CM + CV) + SISMO Y

Comb 26 1.25 (CM + CV) - SISMO Y

Comb 27 0.90 CM + SISMO Y

Comb 28 0.90 CM - SISMO Y

Envolv x De todas las combinaciones referidas a x

Envolv y De todas las combinaciones referidas a y

DEZPLAZAMIENTOS Y CONTROL DE DERIVAS.

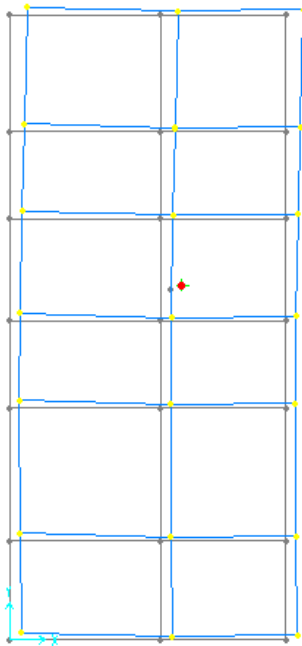
DESPLAZ.	COMUN		BALASTO	
	"X"	"Y"	"X"	"Y"
3er NIVEL	0.07161	0.01022	0.09200	0.01176
2do NIVEL	0.05384	0.00652	0.06588	0.00750
1er NIVEL	0.03075	0.00315	0.03521	0.00355

Nota: Medidas en Metros

DESPLAZ.	DERIVAS (COMUN)		DERIVAS (BALASTO)	
	"X"	"Y"	"X"	"Y"
3er NIVEL	0.0054	0.0011	0.0079	0.0013
2do NIVEL	0.0070	0.0010	0.0093	0.0012
1er NIVEL	0.0072	0.0007	0.0082	0.0008

Nota: Medidas en Metros

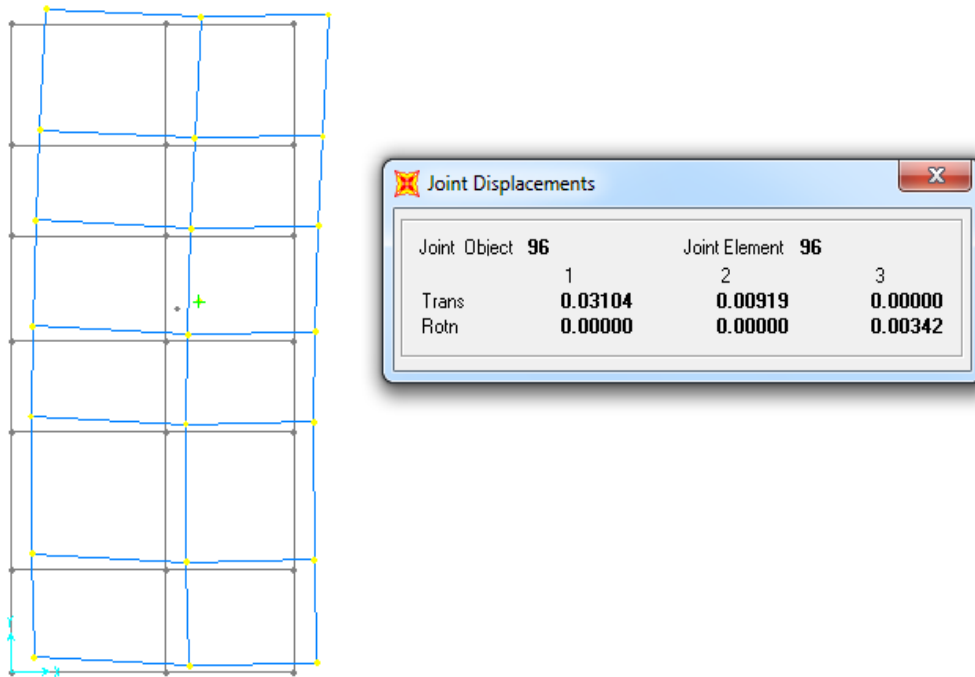
DESPLAZAMIENTOS EN EL PRIMER PISO EJE X



Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element 95		
	1	2	3
Trans	0.01595	0.00438	0.00000
Rotn	0.00000	0.00000	0.00181

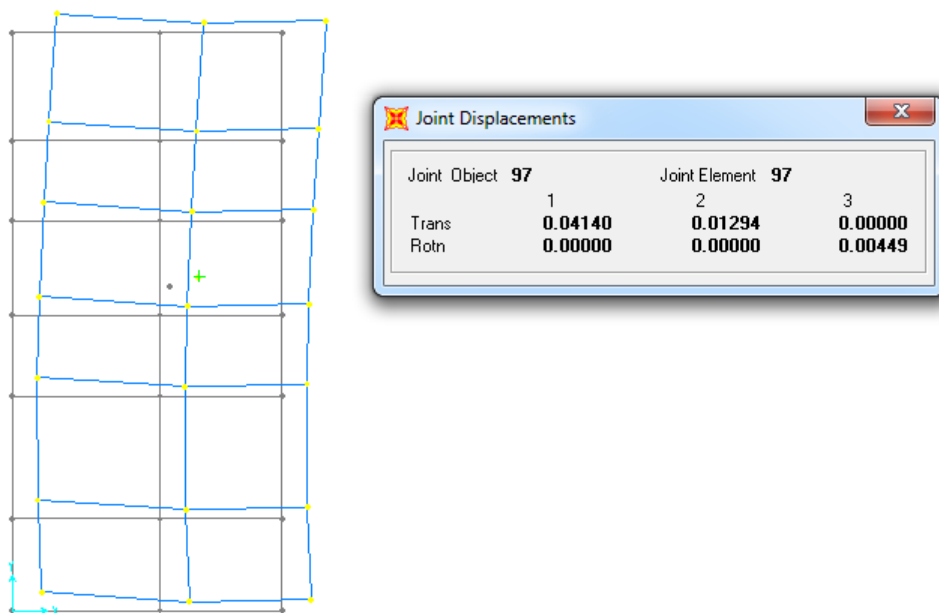
(fig. 42)

DESPLAZAMIENTOS EN EL SEGUNDO PISO EJE X



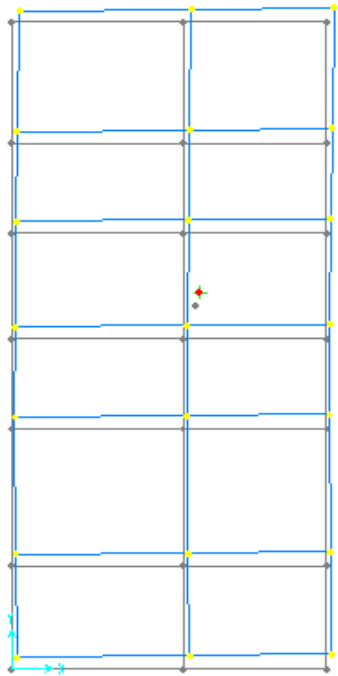
(fig. 43)

DESPLAZAMIENTOS EN EL TERCER PISO EJE X



(fig. 44)

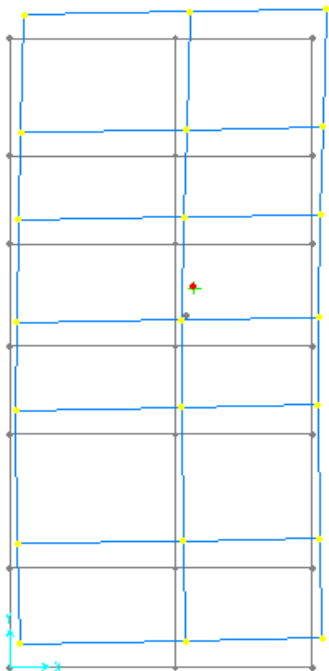
DESPLAZAMIENTOS EN EL PRIMER PISO EJE Y



Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element 95		
	1	2	3
Trans	0.00479	0.01723	0.00000
Rotn	0.00000	0.00000	8.825E-04

(fig. 45)

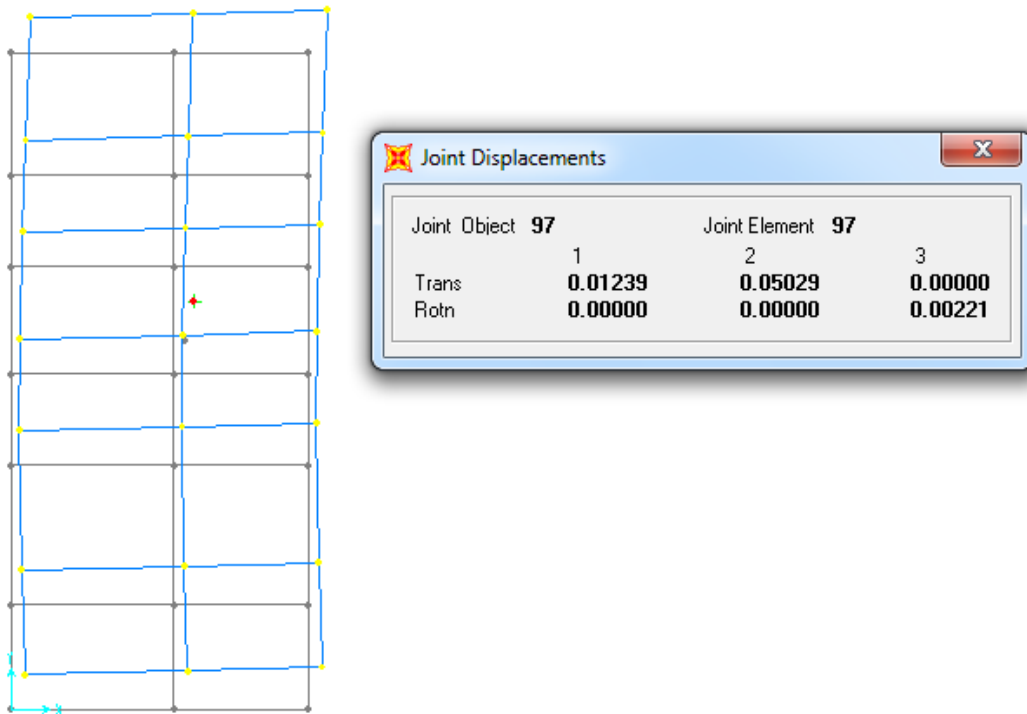
DESPLAZAMIENTOS EN EL SEGUNDO PISO EJE Y



Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element 96		
	1	2	3
Trans	0.00929	0.03587	0.00000
Rotn	0.00000	0.00000	0.00168

(fig. 46)

DESPLAZAMIENTOS EN EL TERCER PISO EJE Y



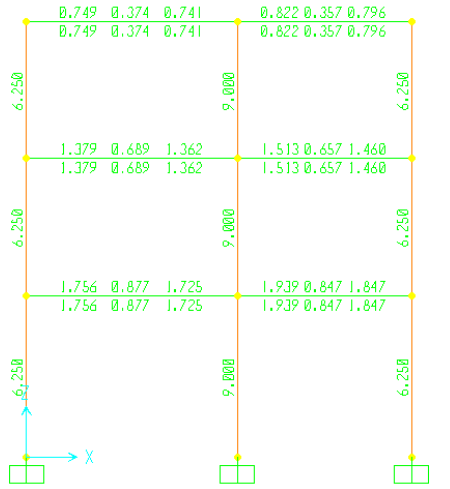
(fig. 47)

ANÁLISIS DE RESULTADOS						
1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES						
				0.007		
SISMO X	$\Delta/h \leq 0.007$	VEAMOS LA TABLA DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL SAP				
R =	6					
PISO	h	D (cm)	d (cm)	d/h	MAX PERMITIDO	VERIF.
1	330	1.5949	1.5949	0.0048	0.0070	SI CUMPLE
2	280	3.1040	1.5091	0.0054	0.0070	SI CUMPLE
3	280	4.1404	1.0364	0.0037	0.0070	SI CUMPLE
SISMO Y	$\Delta/h \leq 0.007$	VEAMOS LA TABLA DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL SAP				
R =	6					
PISO	h	D (cm)	d (cm)	d/h	MAX PERMITIDO	VERIF.
1	330	1.7234	1.7234	0.0052	0.0070	SI CUMPLE
2	280	3.5873	1.8639	0.0067	0.0070	SI CUMPLE
3	280	5.0290	1.4417	0.0051	0.0070	SI CUMPLE

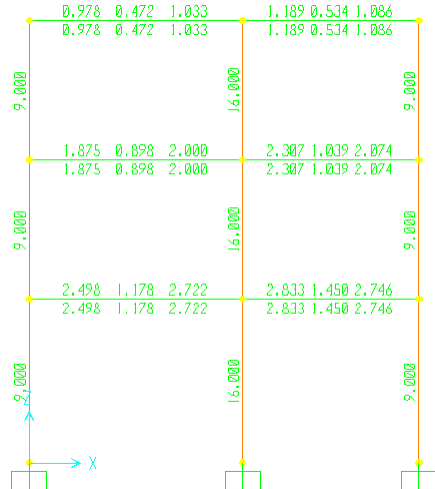
Tabla- 17

3.11. AREAS DE ACERO

AREA DE ACERO EJE 1

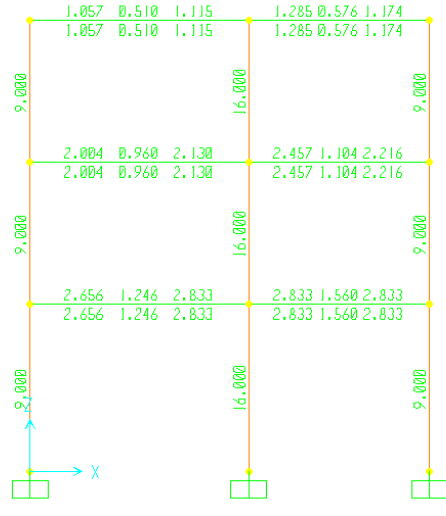
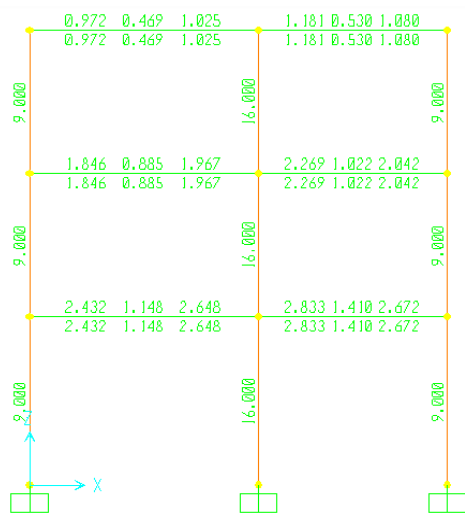


AREA DE ACERO EJE 2



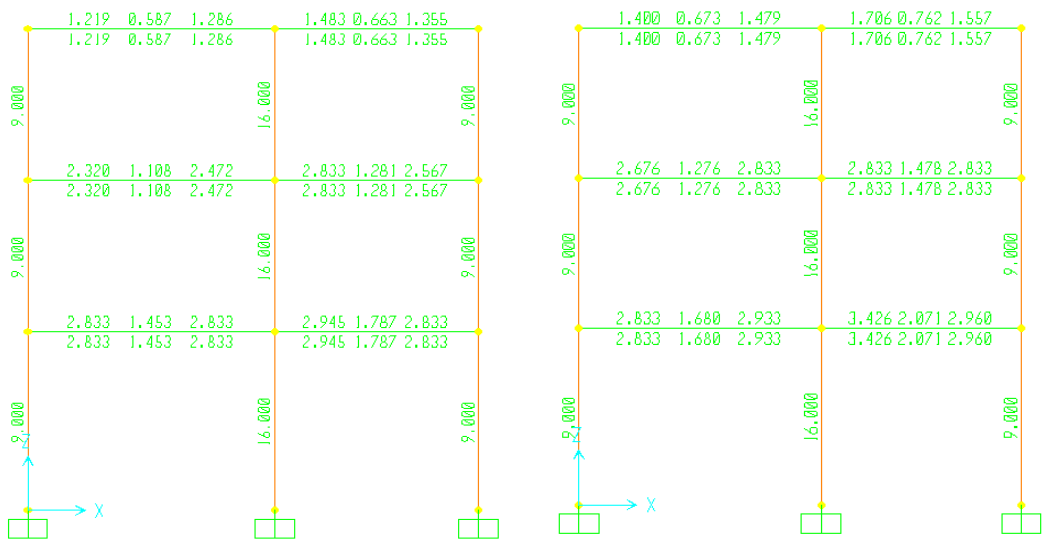
AREA DE ACERO EJE 3

AREA DE ACERO EJE 4

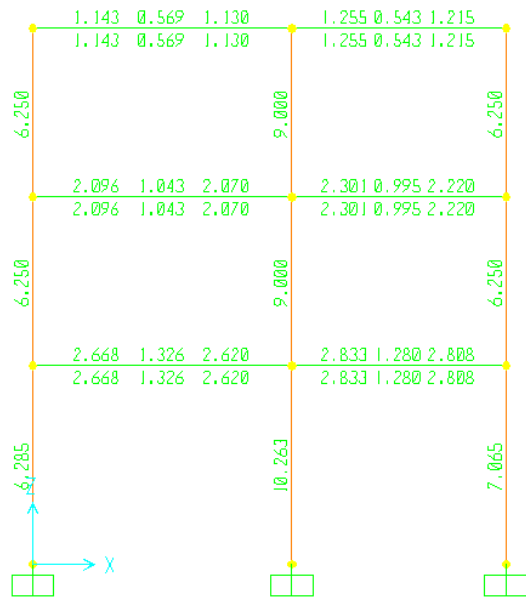


AREA DE ACERO EJE 5

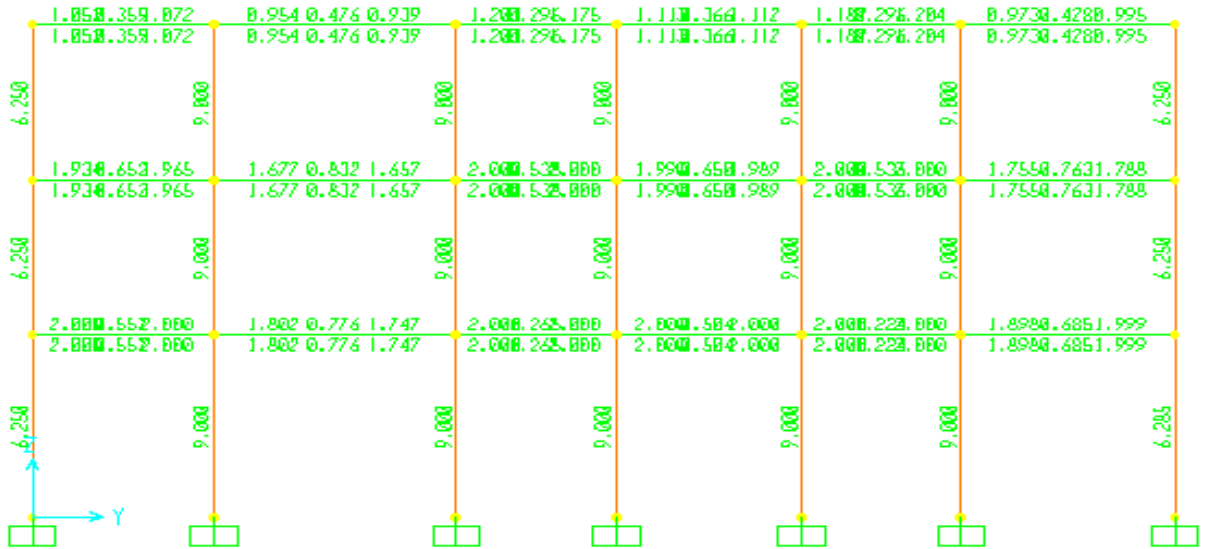
AREA DE ACERO EJE 6



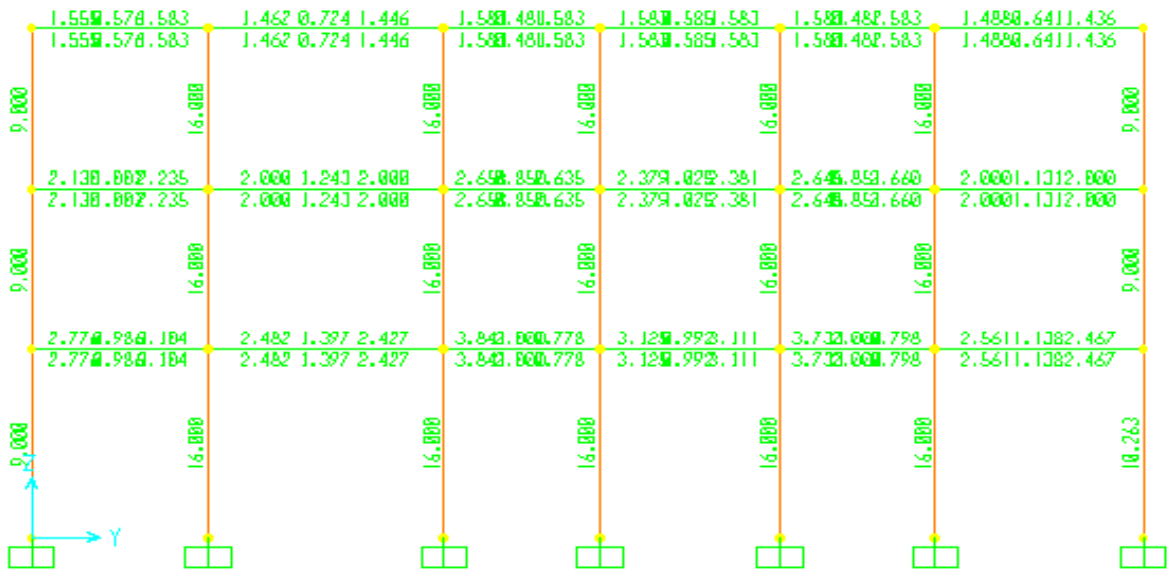
AREA DE ACERO EJE 7



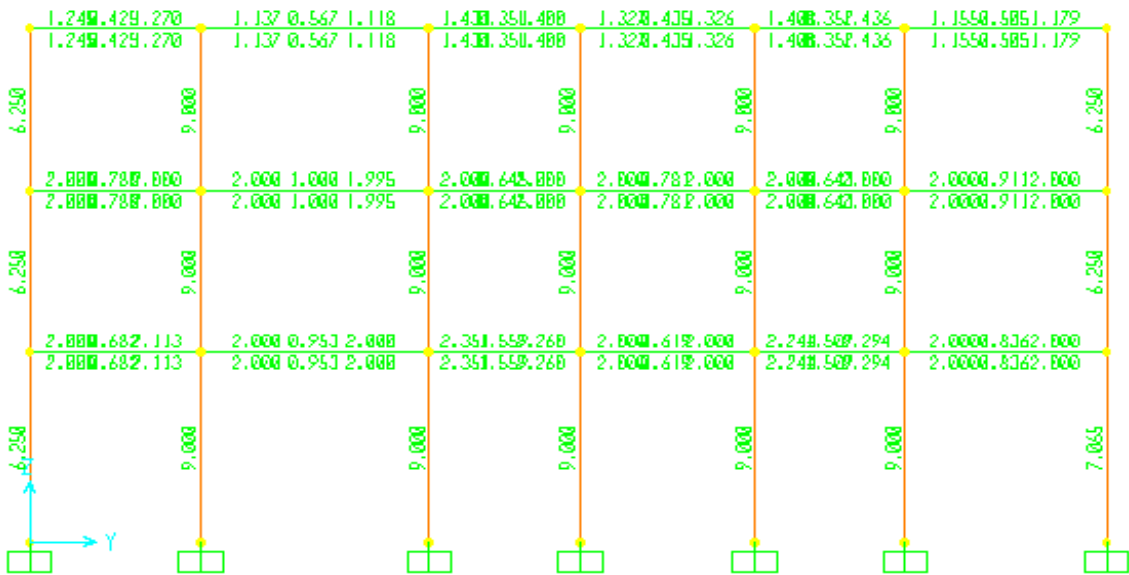
AREA DE ACERO EJE A



AREA DE ACERO EJE B



AREA DE ACERO EJE C



3.12. VISUALIZACIÓN DEL PROCESO DE FORMACIÓN DE RÓTULAS

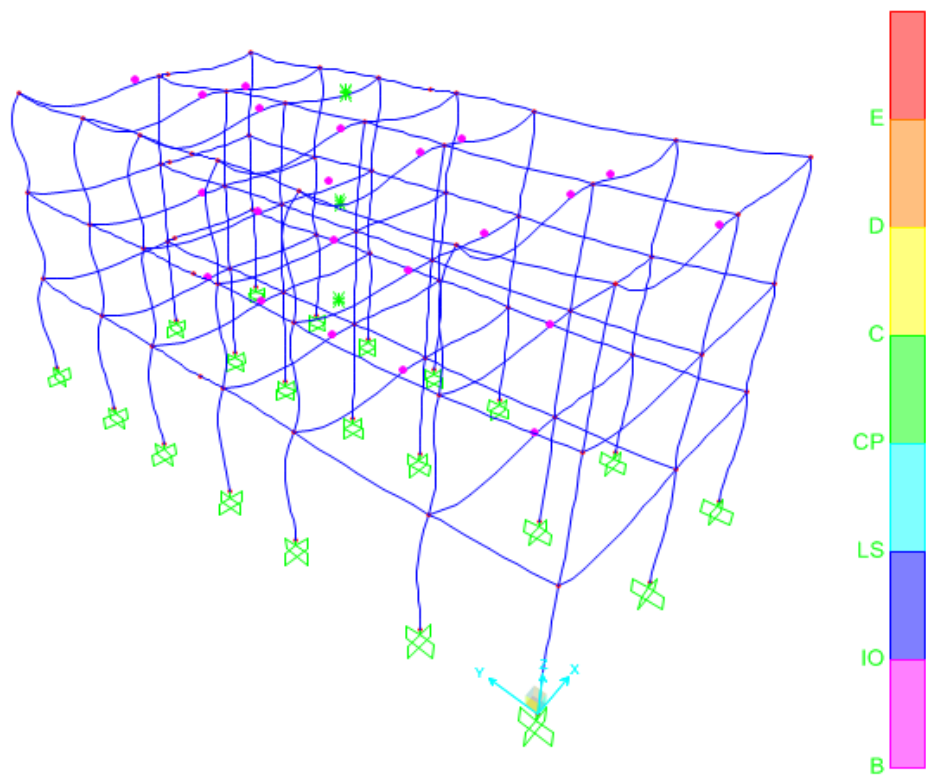
Si se desea se puede ver el proceso de formulación de las rótulas para cada caso de carga y pasos.

En las Figuras mostradas líneas abajo, se puede apreciar las imágenes para el paso 1 al paso final 20, para el caso de carga pushover Eje X-X y para el paso 1 al paso final 22 pushover Eje Y-Y. Visualizando las rótulas formadas en cada paso.

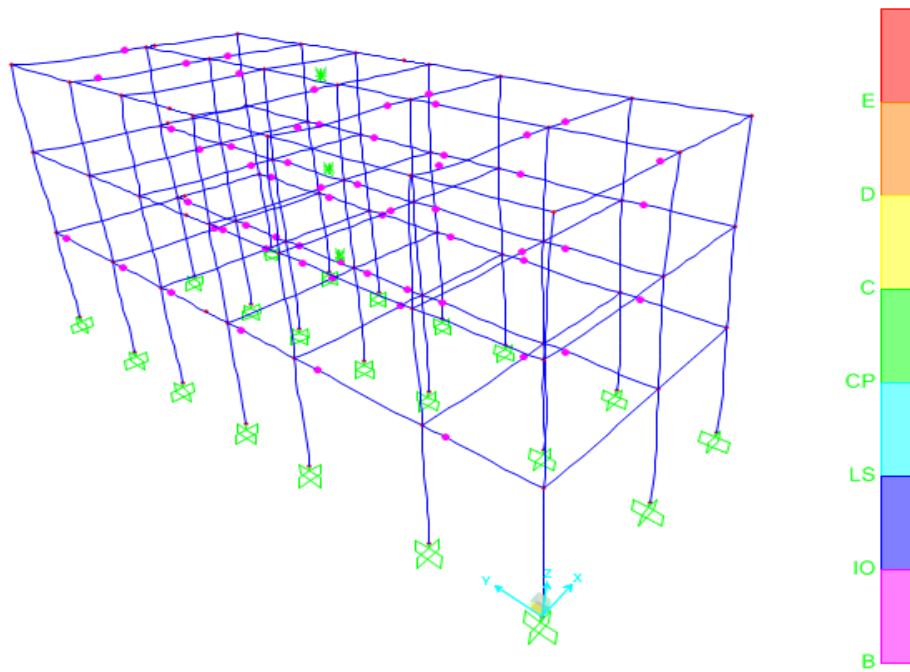
El programa SAP 2000 irá mostrando con colores el estado de las rótulas, este comportamiento se puede visualizar en cada pórtico (Diez pórticos en planos XY), Para comprender el nivel de desempeño de cada color de la rótula se presenta el siguiente cuadro ilustrativo con su respectivo significado basado en el FEMA-356.



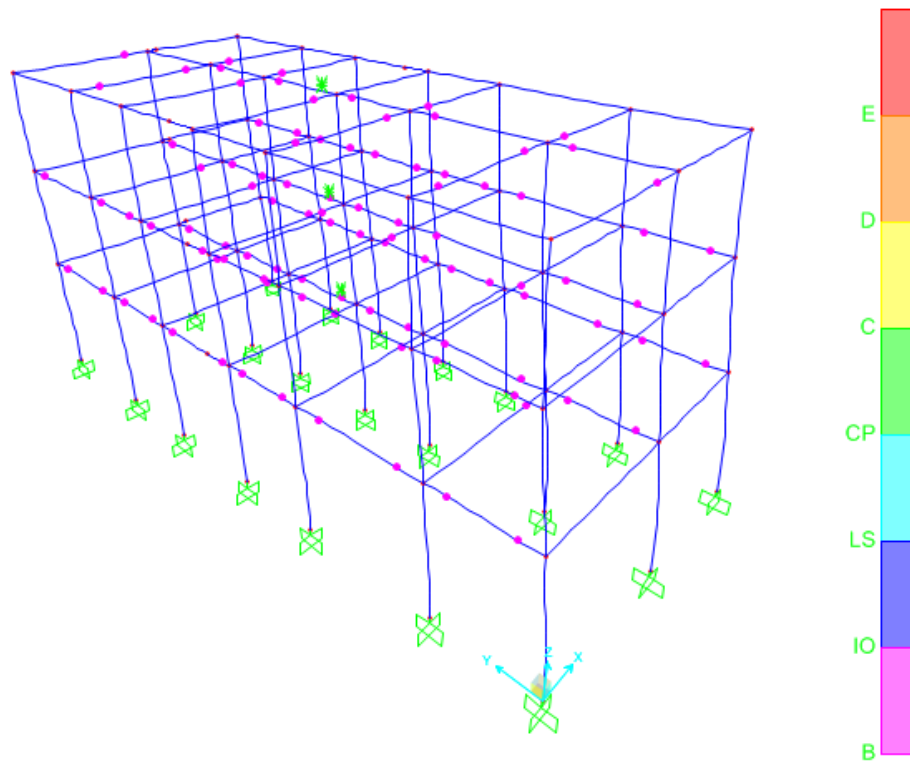
CASO DE CARGA PUSHOVER X-X



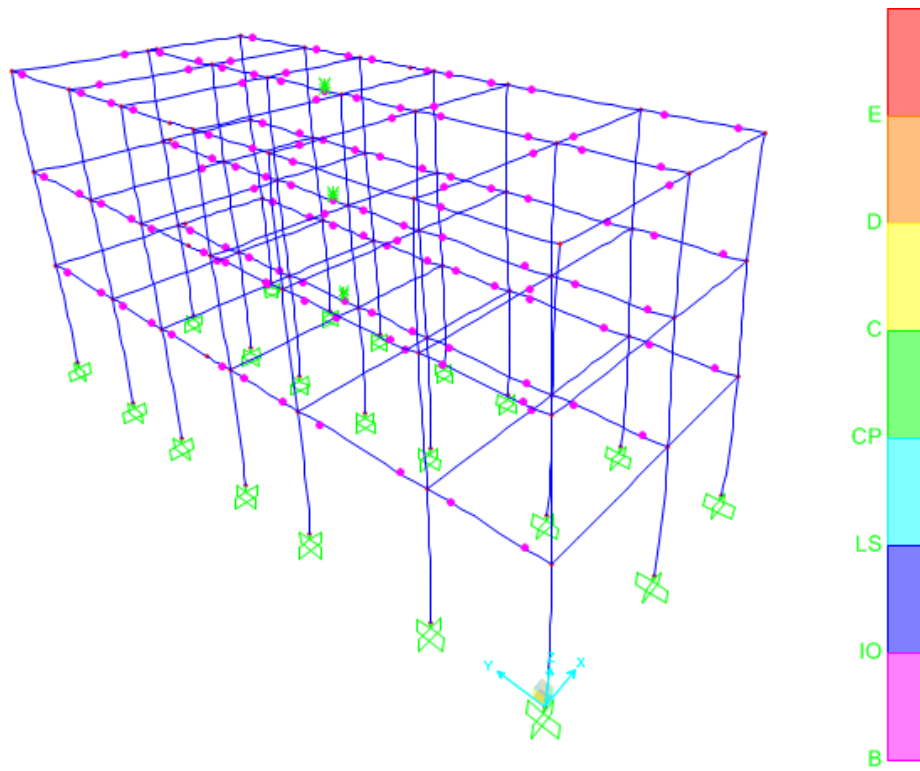
Visualización del paso1 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



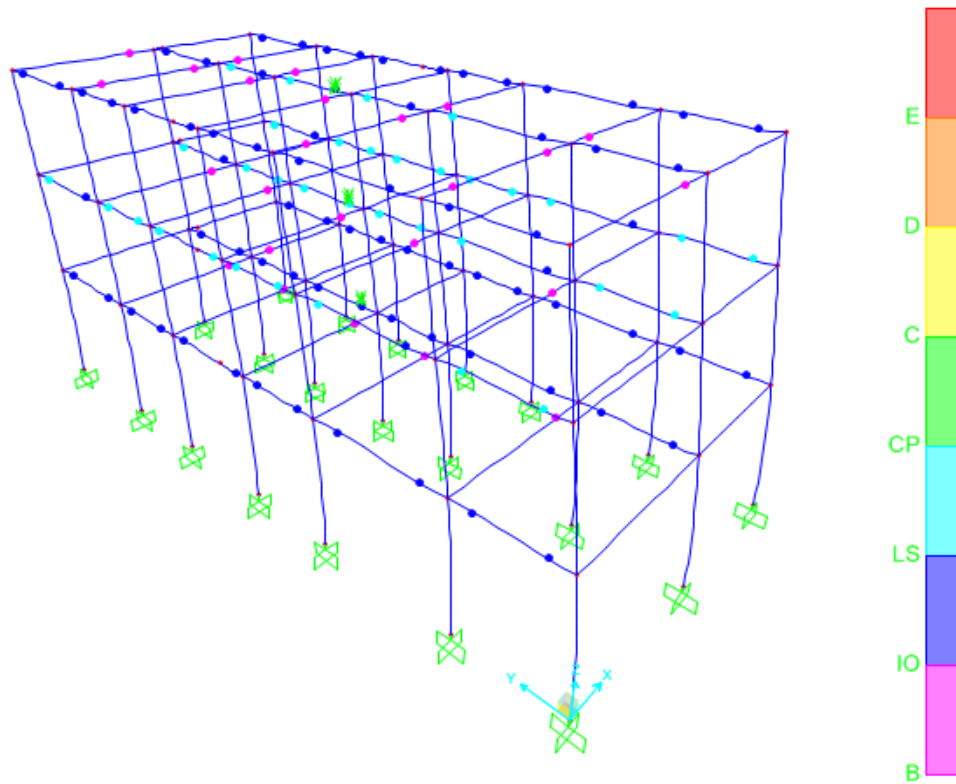
Visualización del paso2 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



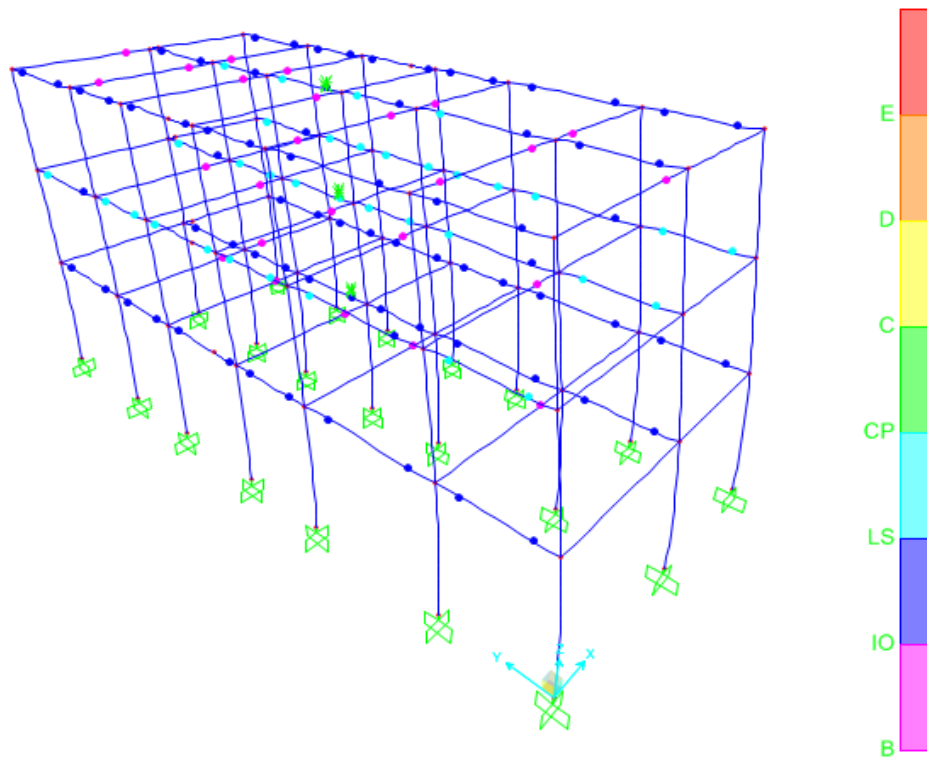
Visualización del paso3 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



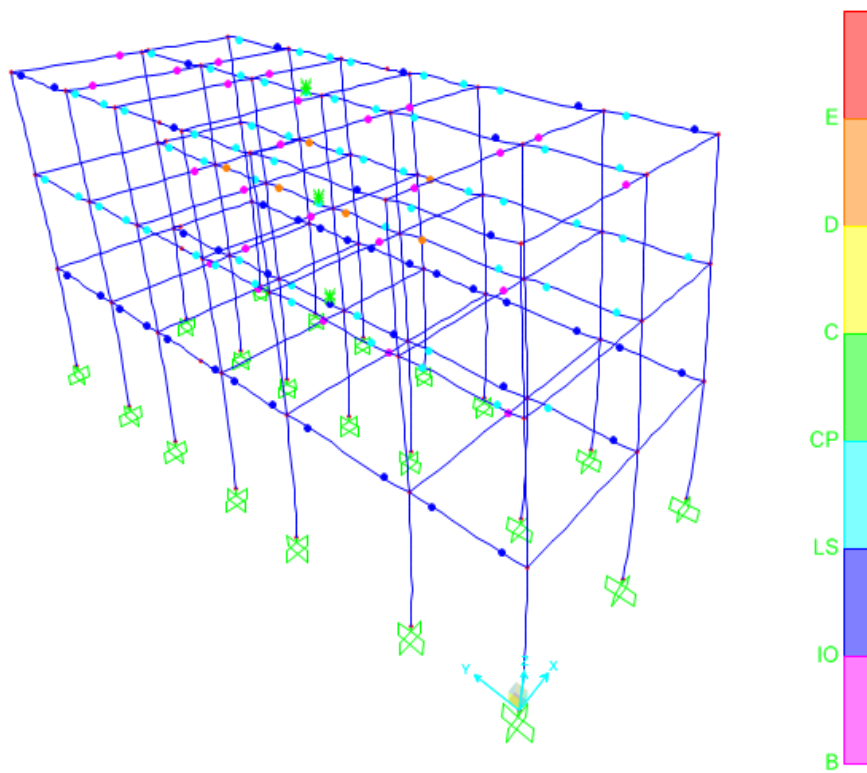
Visualización del paso4 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



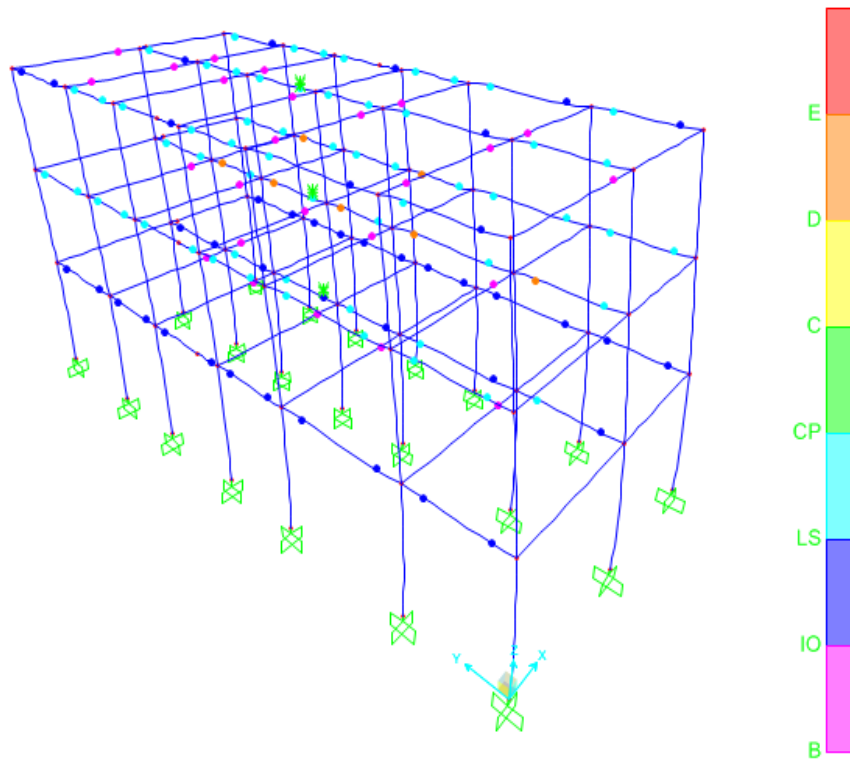
Visualización del paso5 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



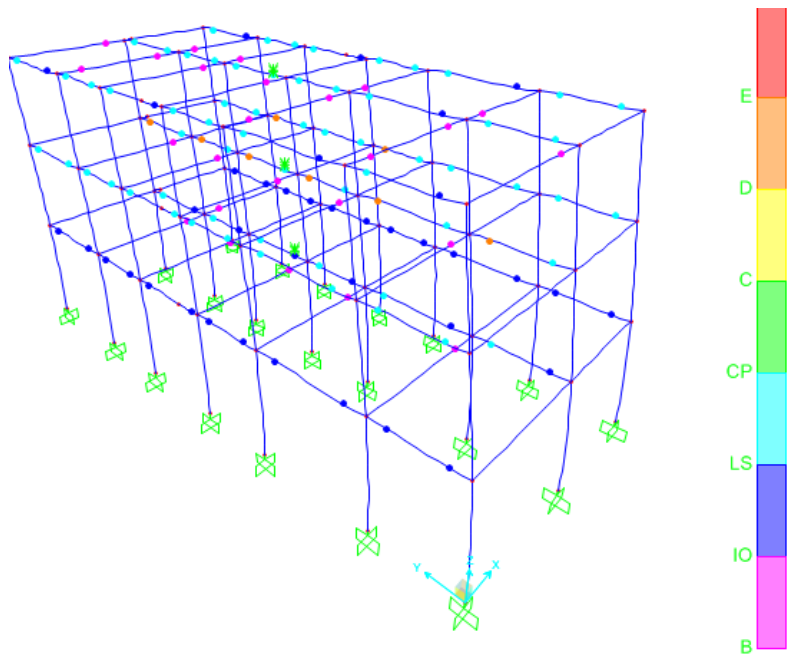
Visualización del paso6 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



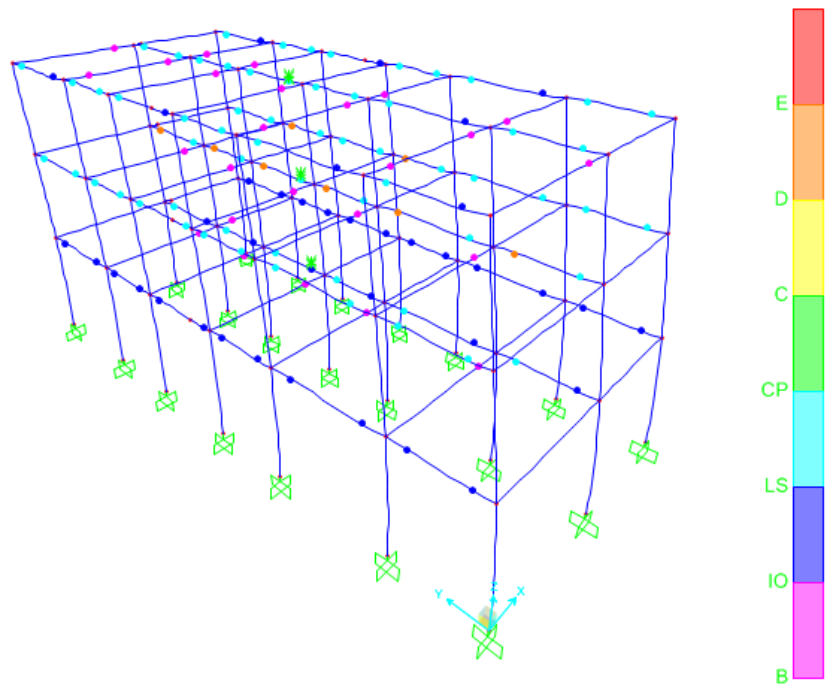
Visualización del paso7 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



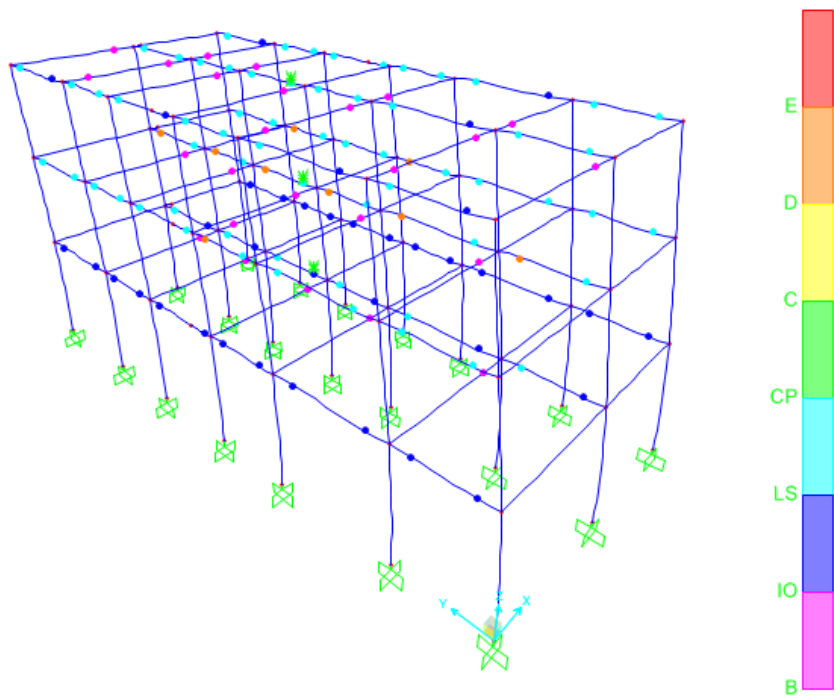
Visualización del paso8 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



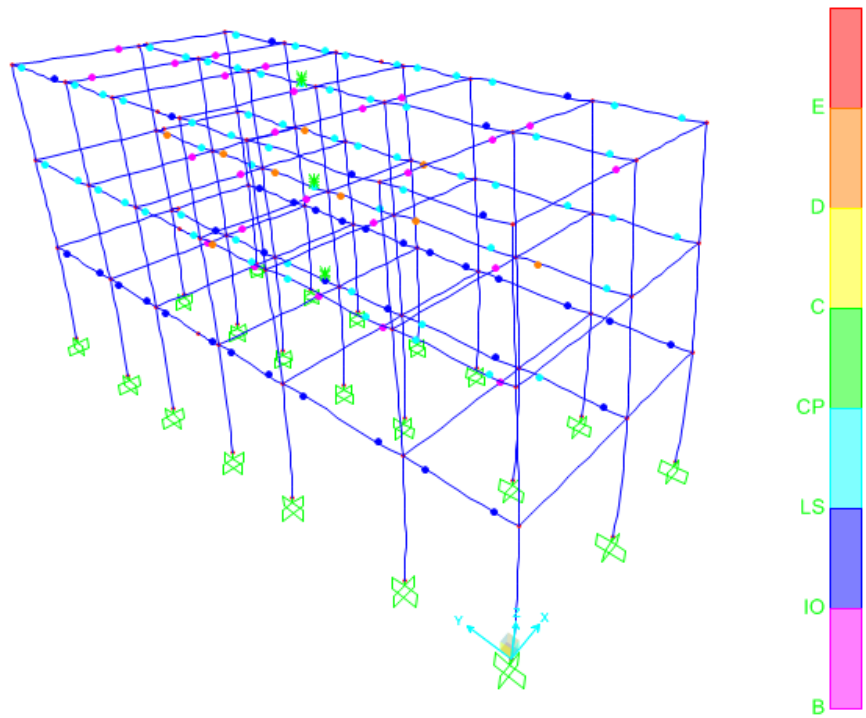
Visualización del paso9 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



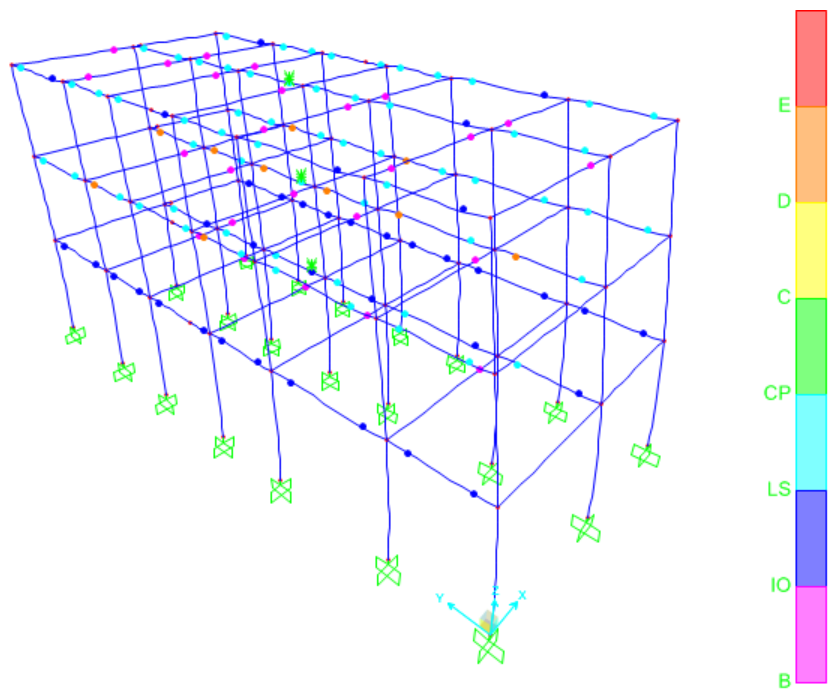
Visualización del paso10 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



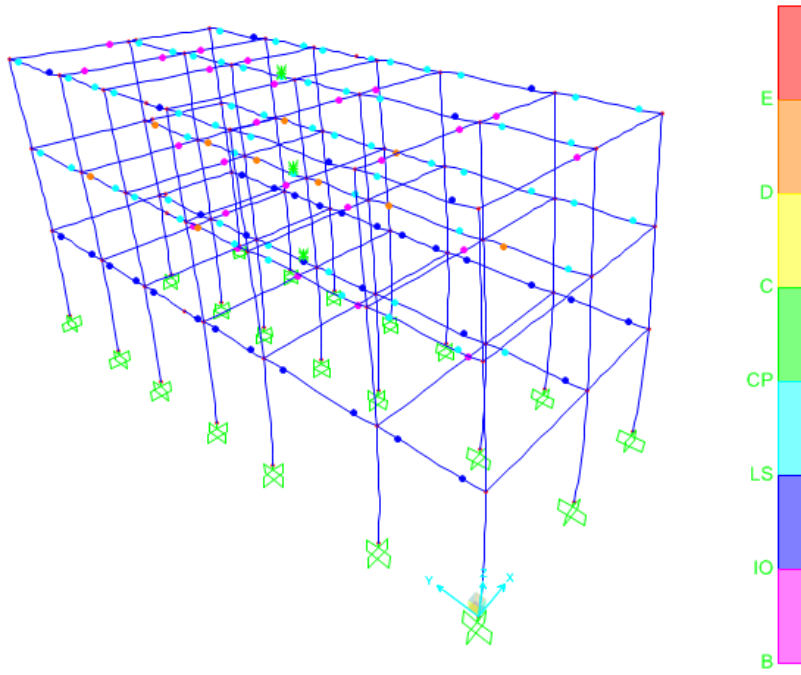
Visualización del paso11 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



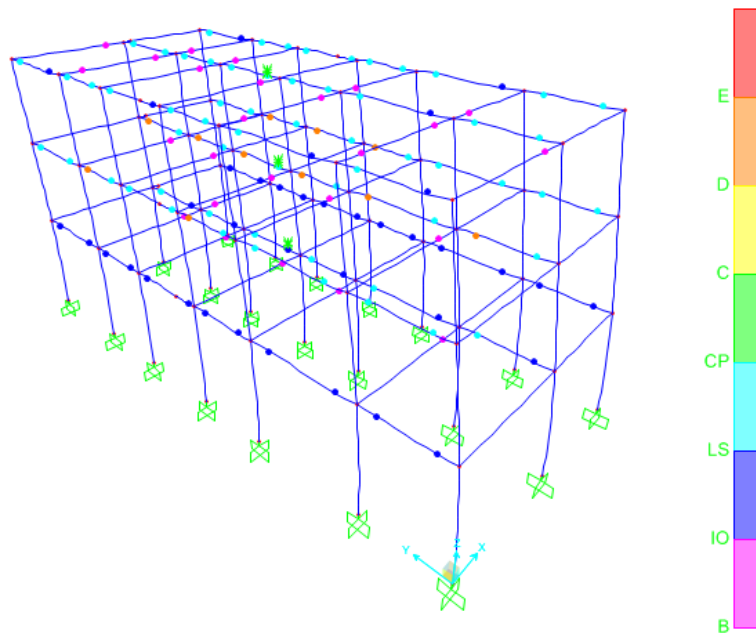
Visualización del paso12 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



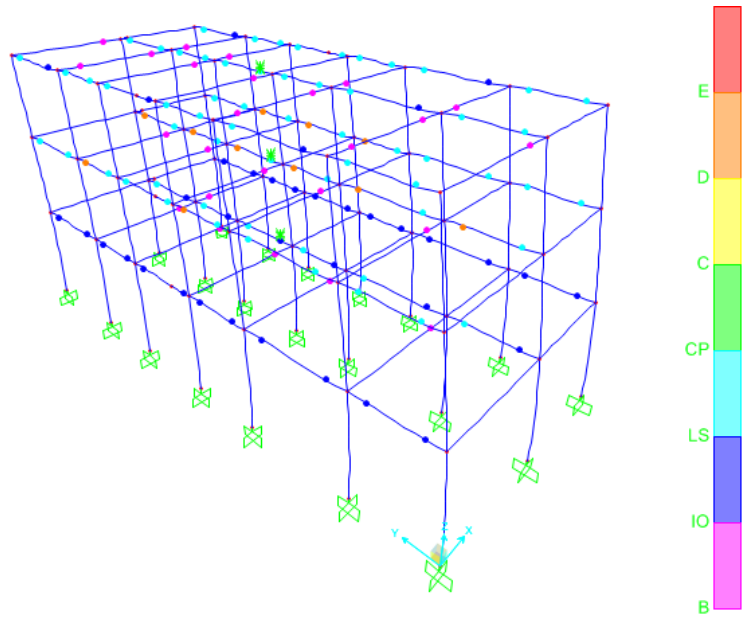
Visualización del paso13 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



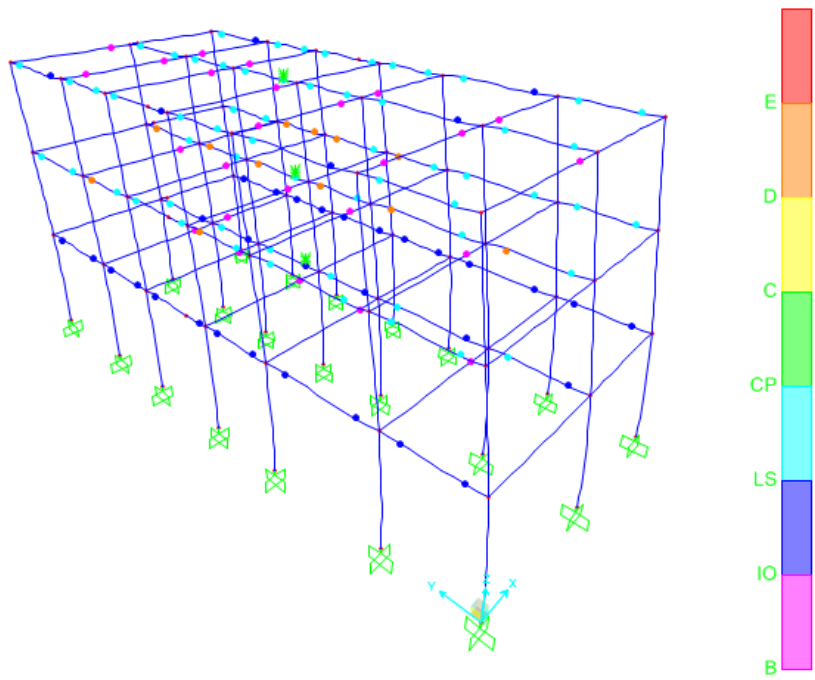
Visualización del paso14 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



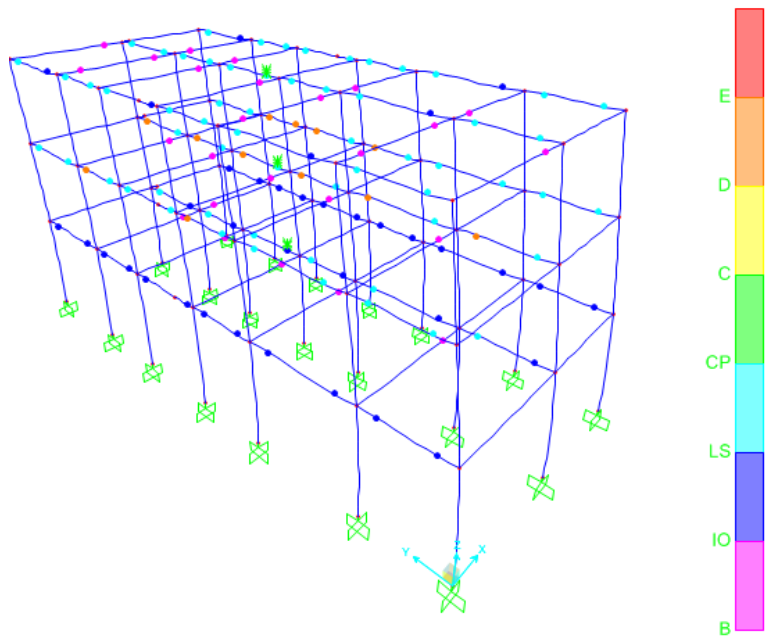
Visualización del paso15 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



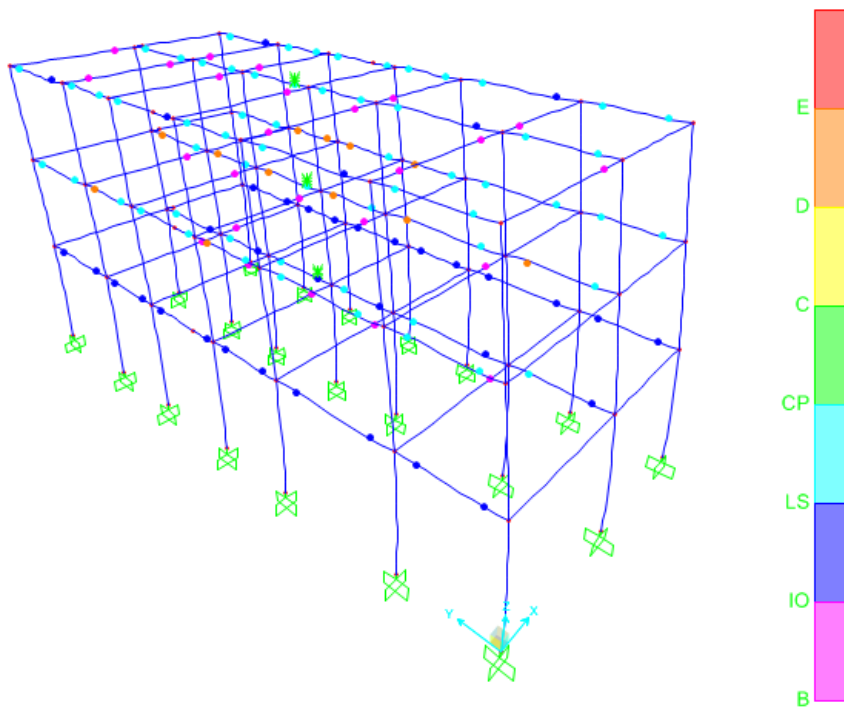
Visualización del paso16 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



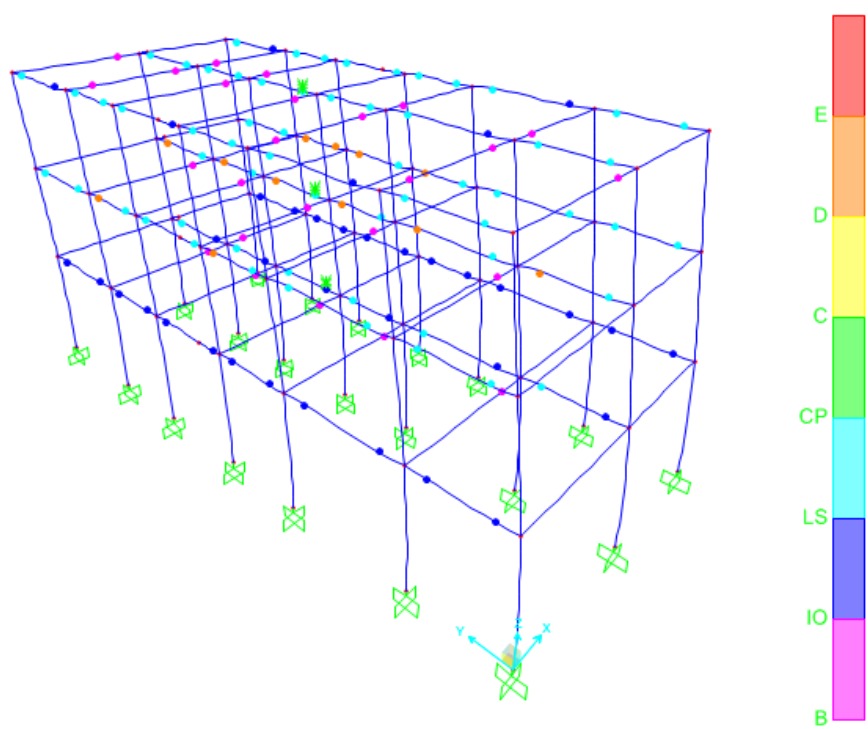
Visualización del paso17 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



Visualización del paso18 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.

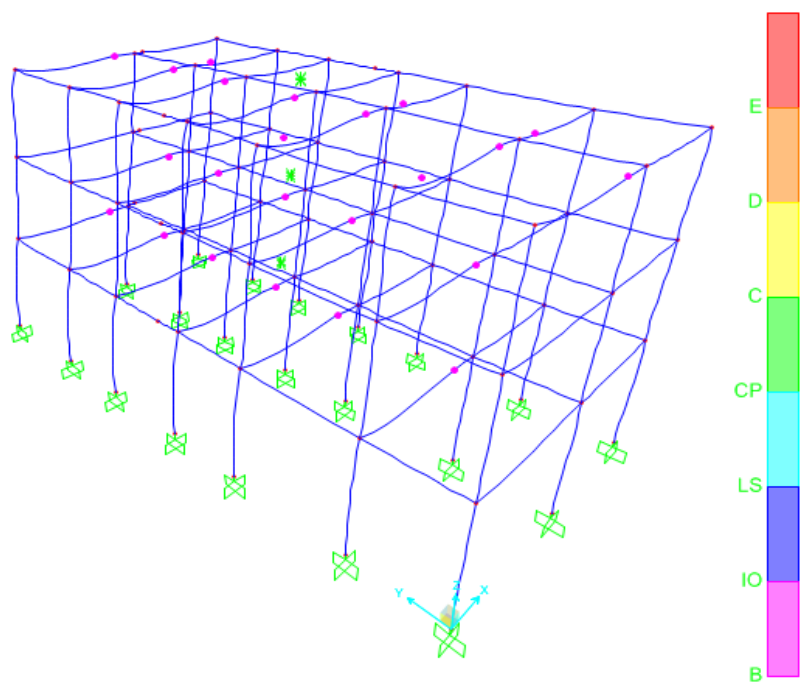


Visualización del paso19 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.

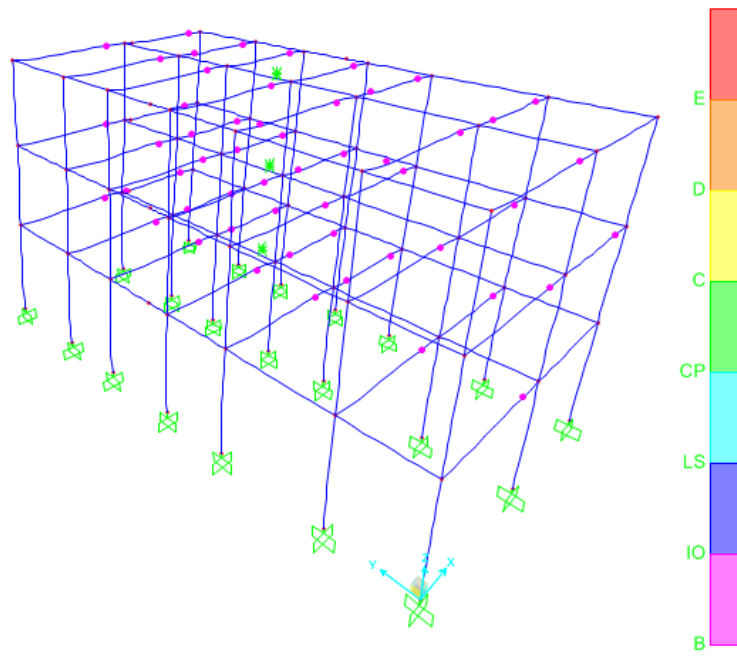


Visualización del paso20 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.

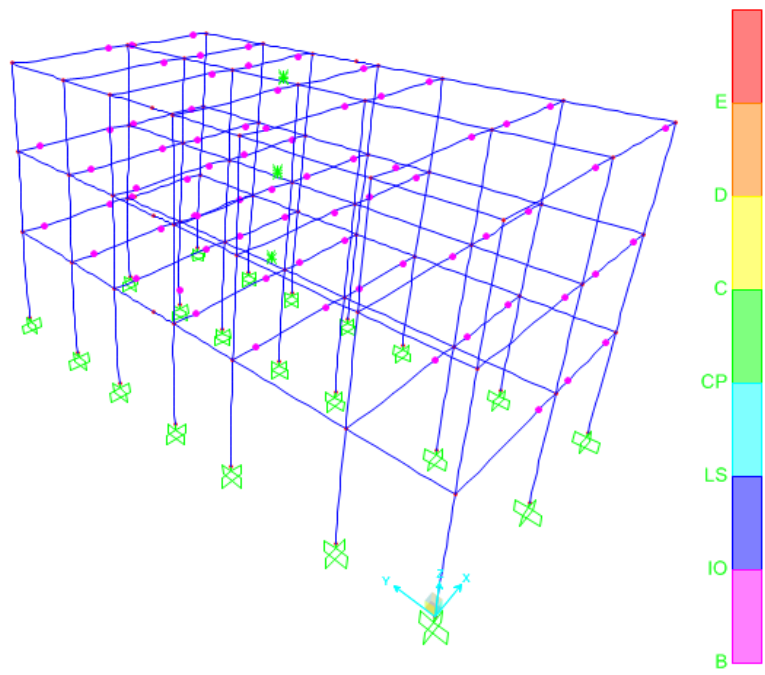
CASO DE CARGA PUSHOVER Y-Y



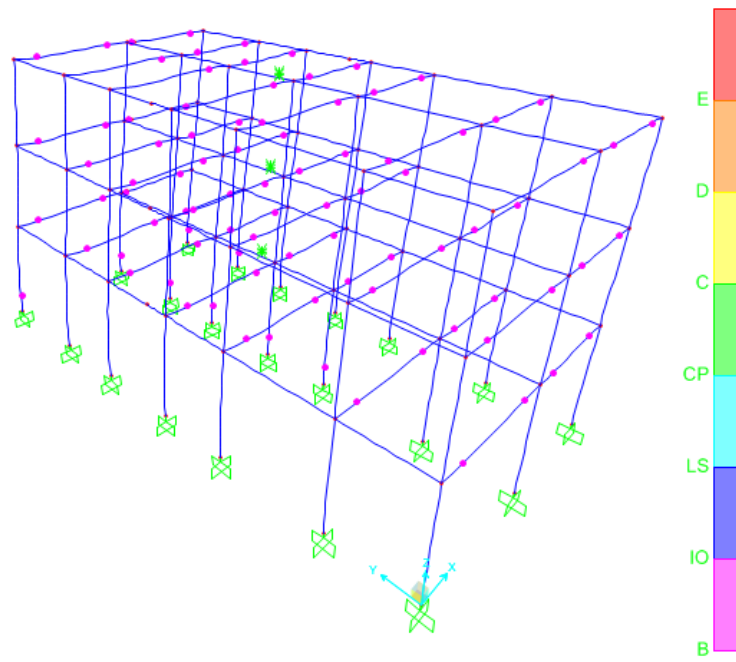
Visualización del paso1 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



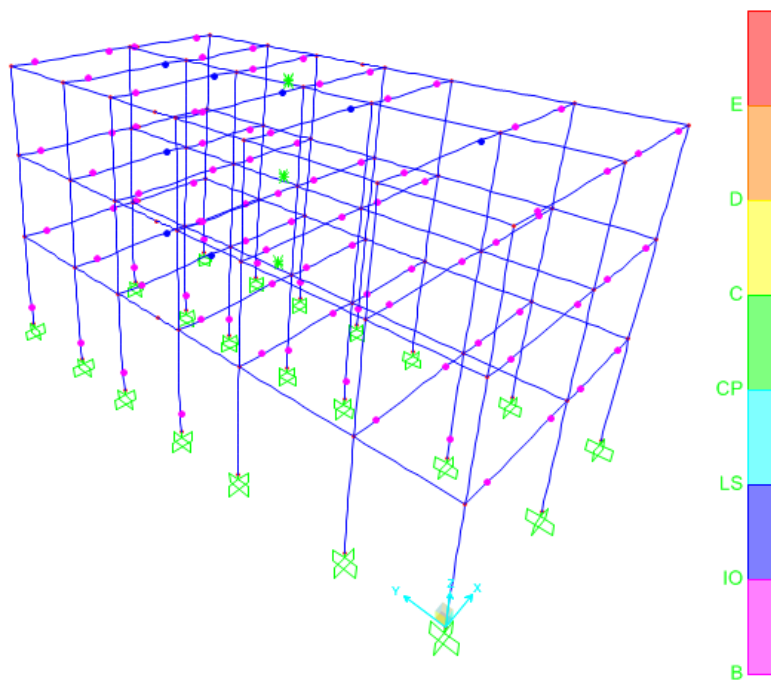
Visualización del paso2 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



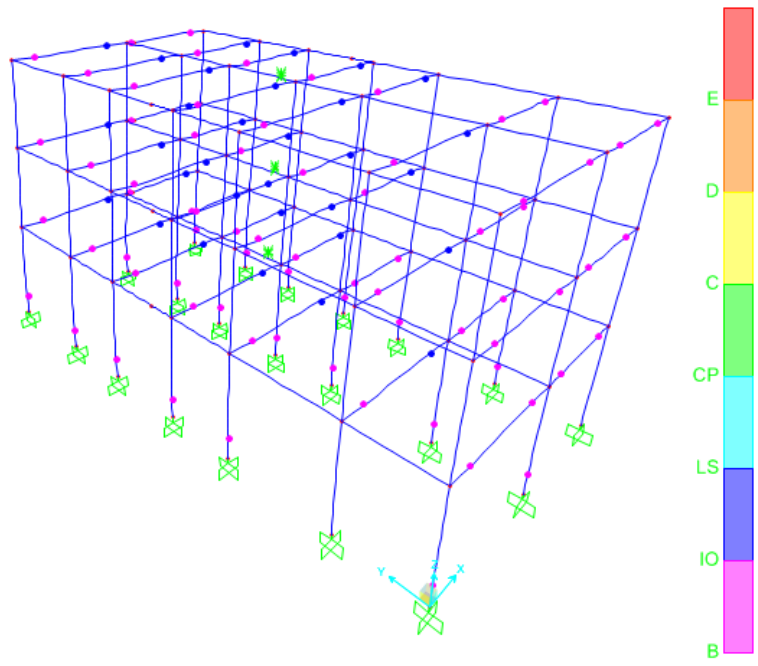
Visualización del paso3 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



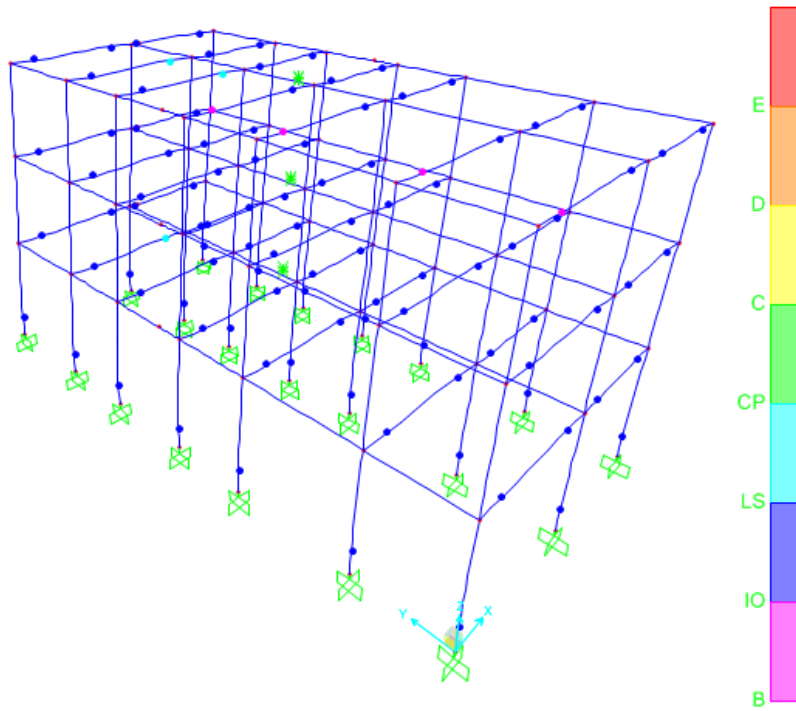
Visualización del paso4 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



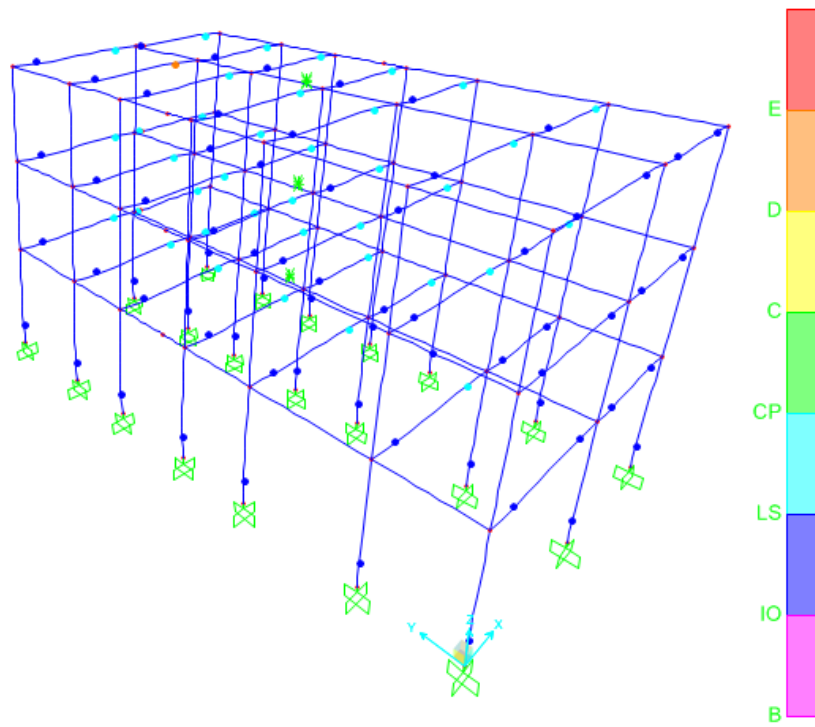
Visualización del paso5 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



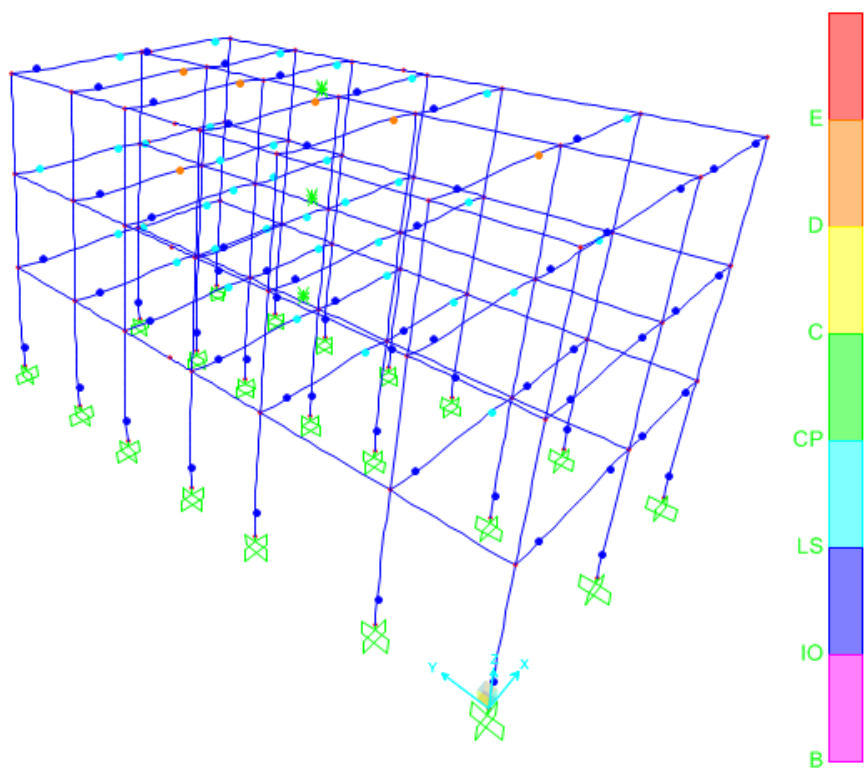
Visualización del paso6 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



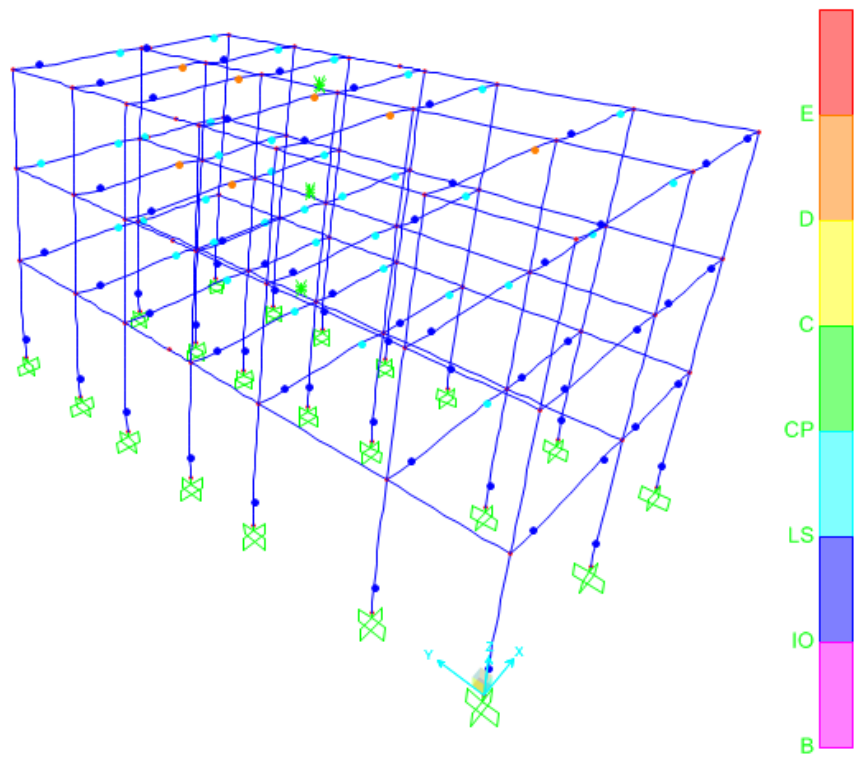
Visualización del paso7 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



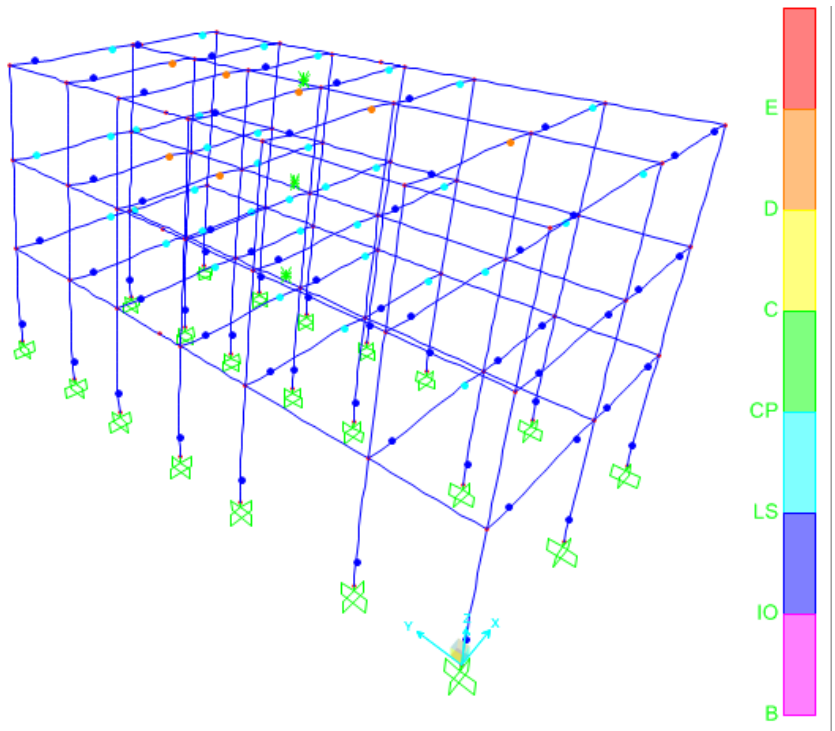
Visualización del paso8 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



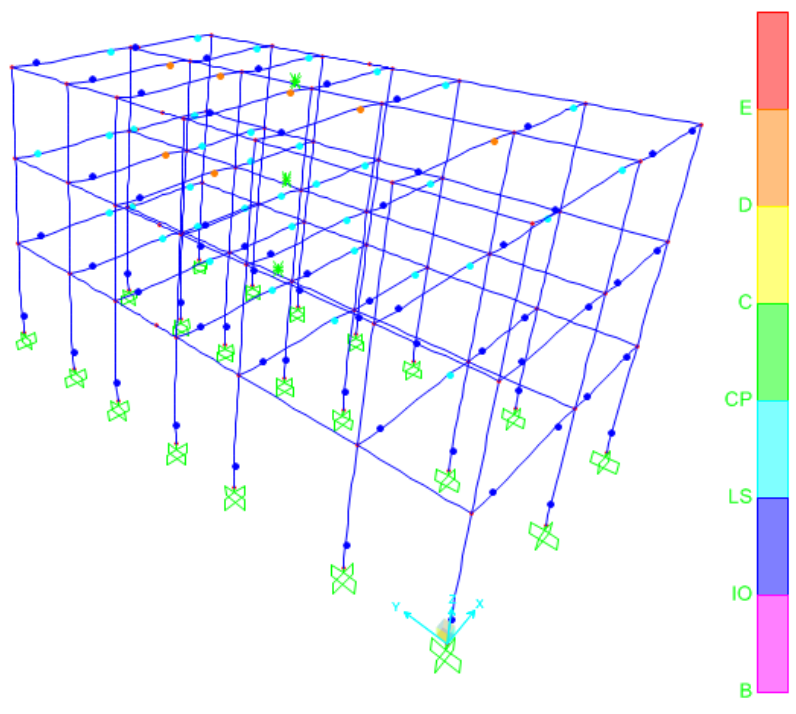
Visualización del paso9 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



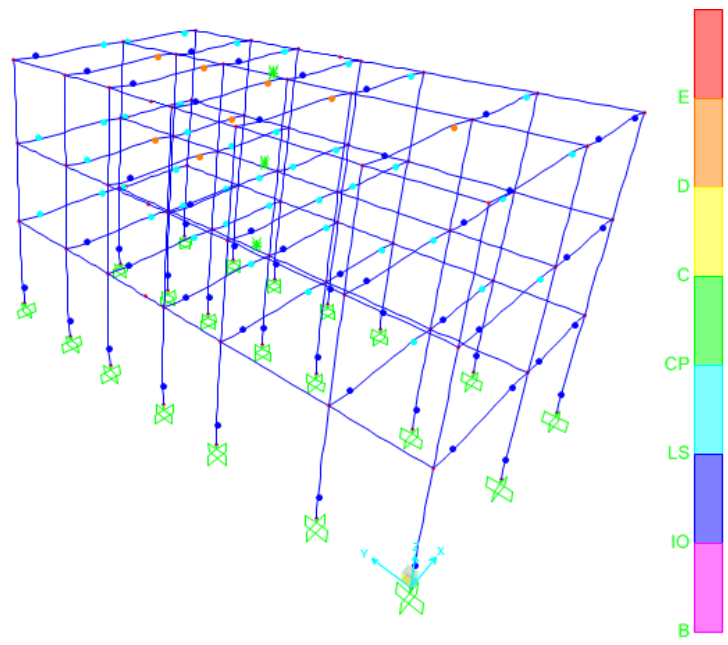
Visualización del paso10 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



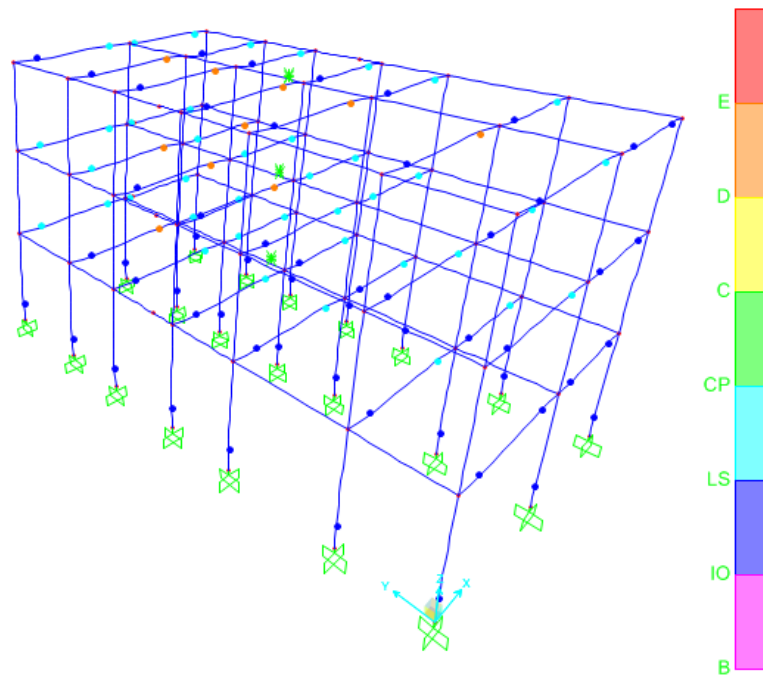
Visualización del paso11 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



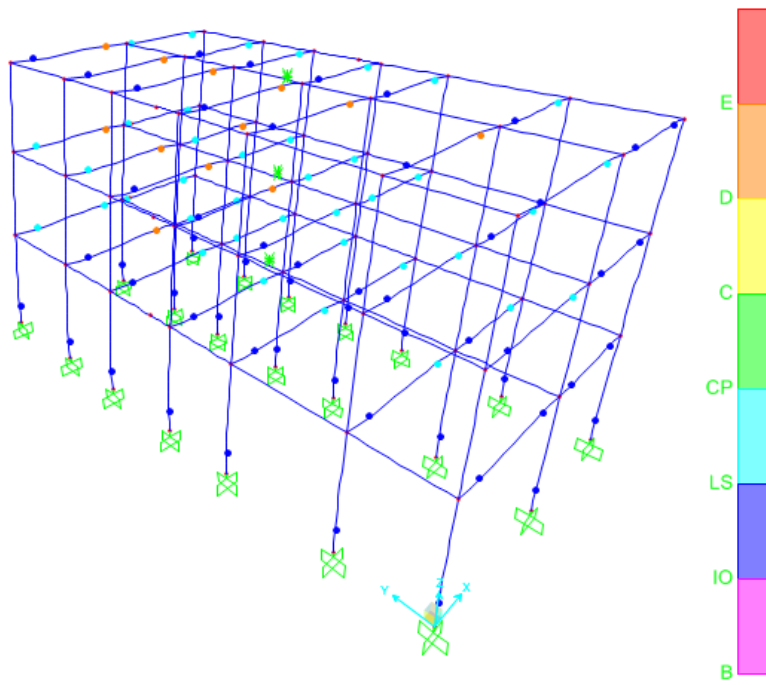
Visualización del paso12 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



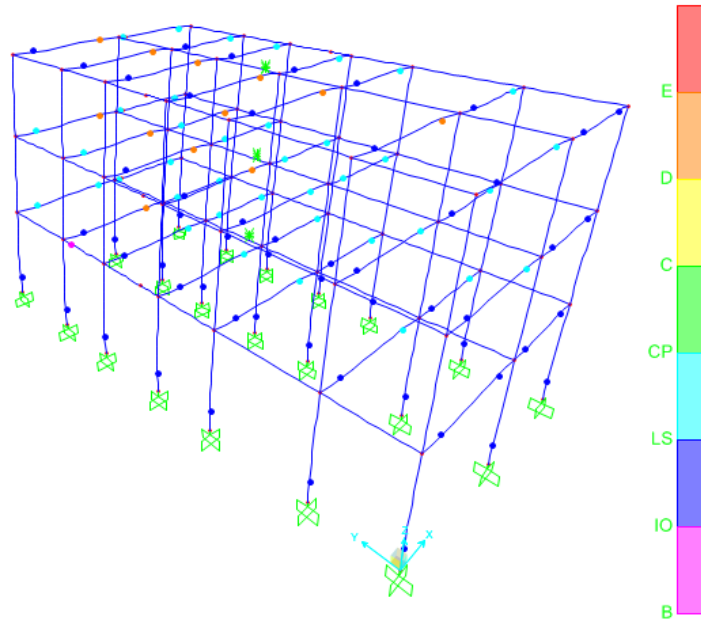
Visualización del paso13 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



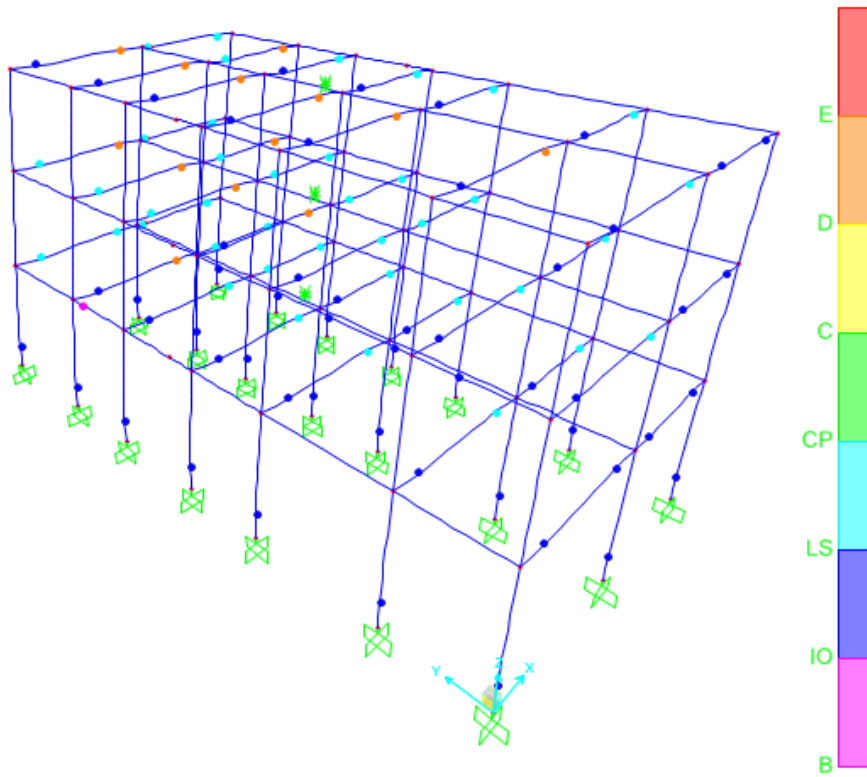
Visualización del paso14 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas



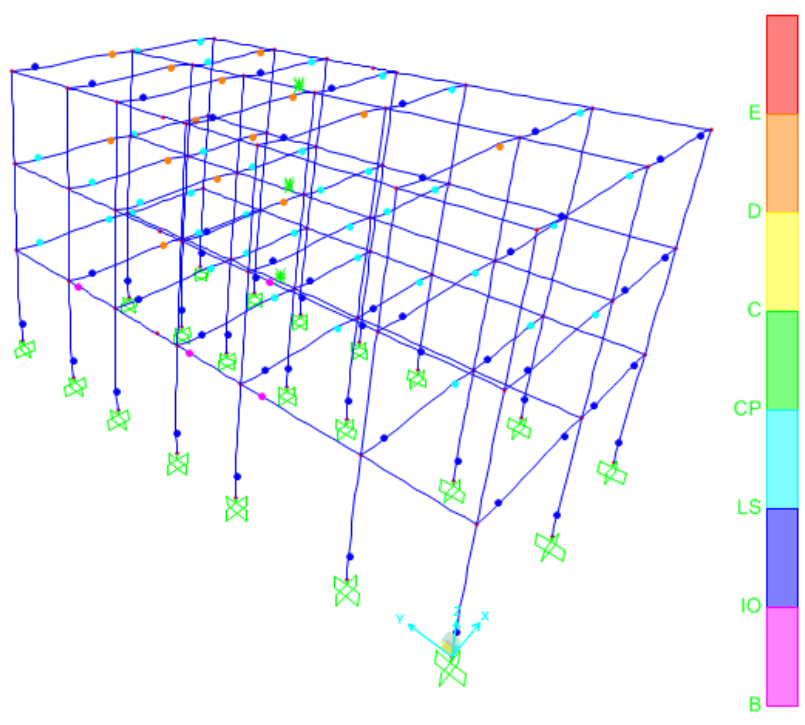
Visualización del paso15 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



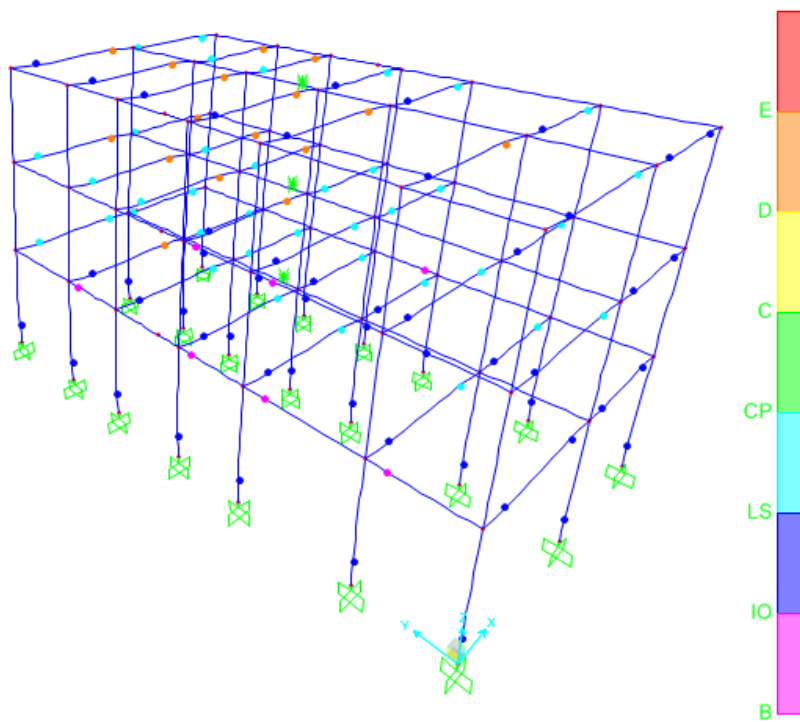
Visualización del paso16 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



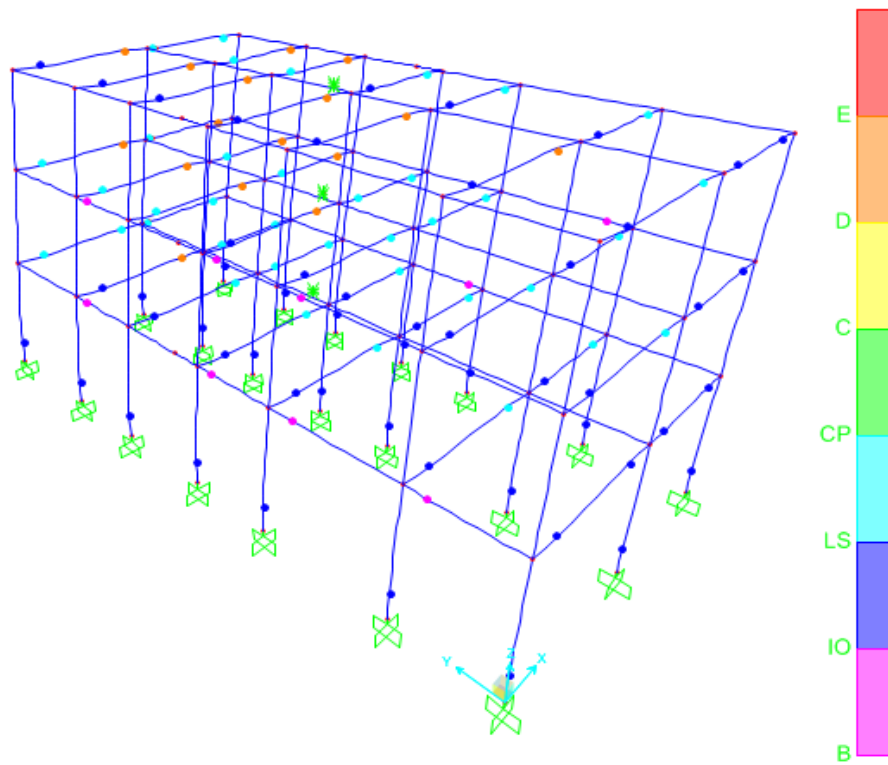
Visualización del paso17 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



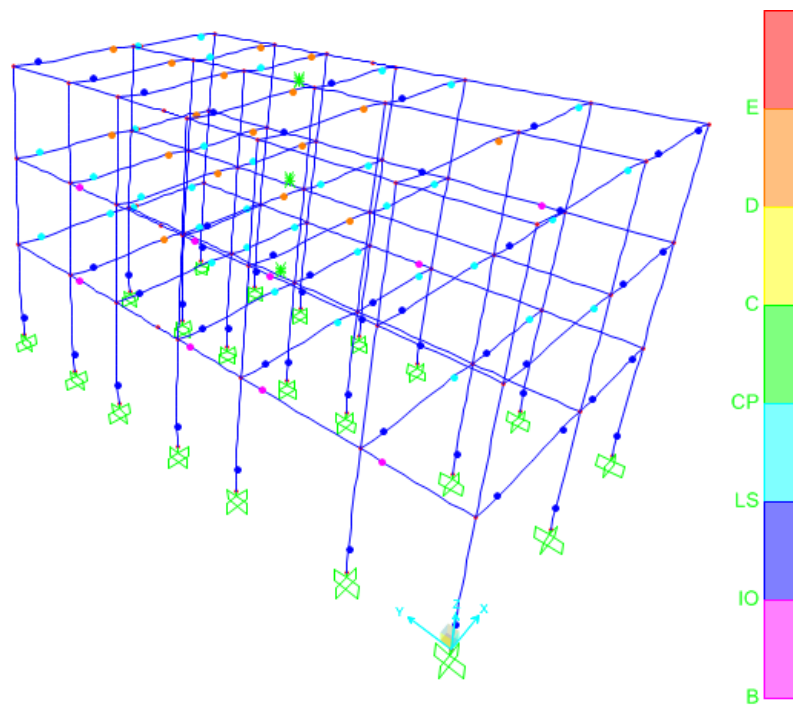
Visualización del paso18 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



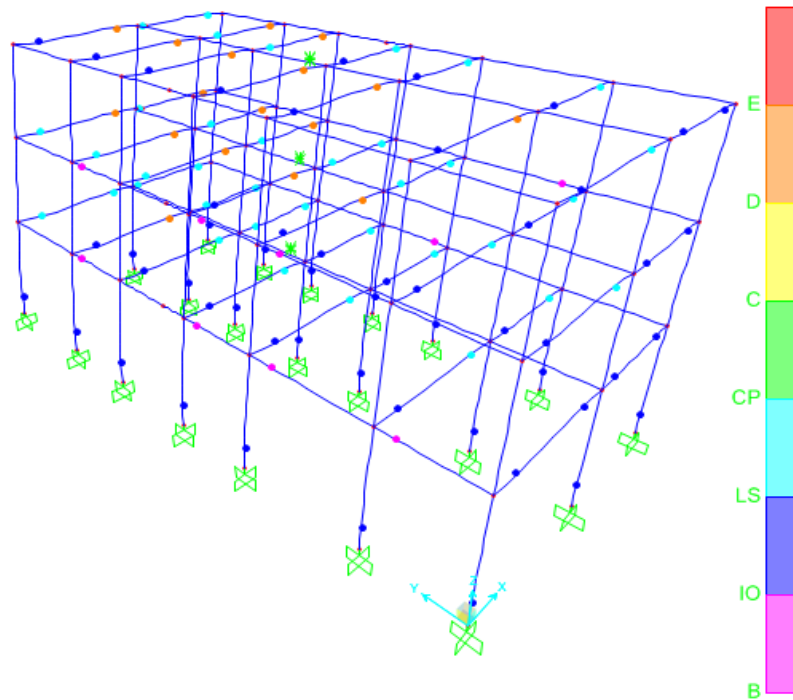
Visualización del paso19 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



Visualización del paso20 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



Visualización del paso21 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.



Visualización del paso22 del análisis pushover, se presenta rotulas en vigas.

3.13. CURVAS DE CAPACIDAD

Para el análisis inelástico de la estructura, se realizó teniendo un total de 318 rótulas ubicadas en los elementos estructurales. Se obtuvo el siguiente comportamiento de la edificación.

Tabla de capacidad Pushover sentido X

TABLE: Pushover Curve - PUSHOVER X												
Step	Displacement m	BaseForce Kgf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	
0	0	0	318	0	0	0	0	0	0	0	318	
1	0.007543	59276.80	296	22	0	0	0	0	0	0	318	
2	0.0112	69370.0	260	58	0	0	0	0	0	0	318	
3	0.020504	75833.86	222	96	0	0	0	0	0	0	318	
4	0.04269	83009.58	192	126	0	0	0	0	0	0	318	
5	0.084416	93094.02	185	25	74	34	0	0	0	0	318	
6	0.0987393	97270.94	185	25	46	60	0	0	2	0	318	
7	0.127398	101915.5	185	25	42	60	0	0	6	0	318	
8	0.137403	103413.29	185	25	42	59	0	0	7	0	318	
9	0.148803	104021.97	185	25	38	62	0	0	8	0	318	
10	0.148808	103409.41	185	25	38	62	0	0	8	0	318	
11	0.148931	103504.84	185	25	37	62	0	0	9	0	318	
12	0.148936	102798.22	185	25	37	62	0	0	9	0	318	
13	0.14923	103034.27	185	25	37	61	0	0	10	0	318	
14	0.149235	102328.78	185	25	37	61	0	0	10	0	318	
15	0.149386	102455.47	185	25	37	60	0	0	11	0	318	
16	0.149391	101837.18	185	25	36	61	0	0	11	0	318	
17	0.149791	102118.34	185	25	36	60	0	0	12	0	318	
18	0.149796	101076.42	185	25	36	60	0	0	12	0	318	
19	0.149948	101318.37	185	25	36	60	0	0	12	0	318	
20	0.150117	101476.82	185	25	36	60	0	0	12	0	318	

Tabla-18

CURVA DE CAPACIDAD

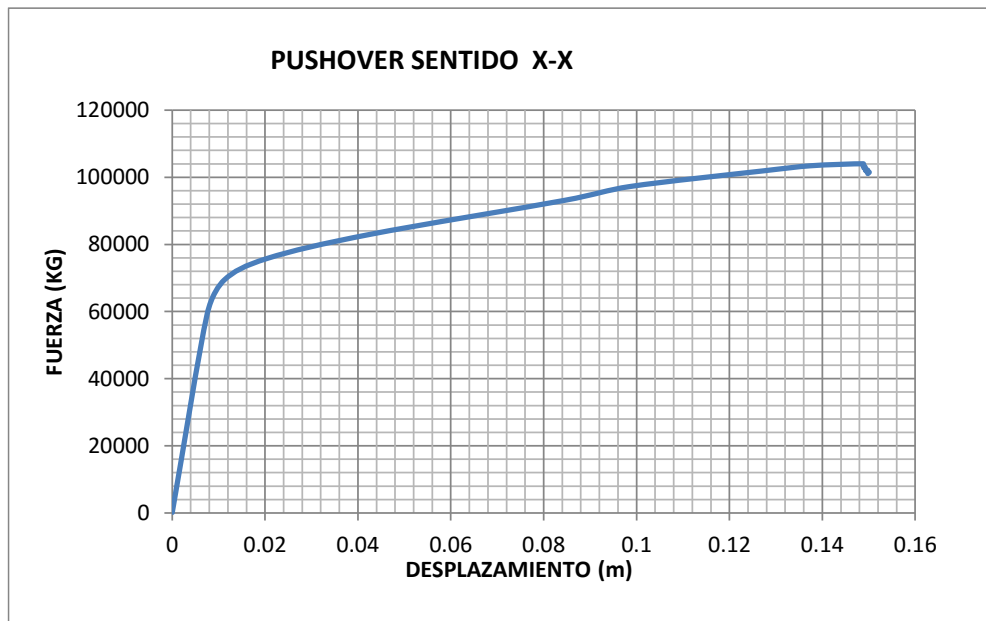
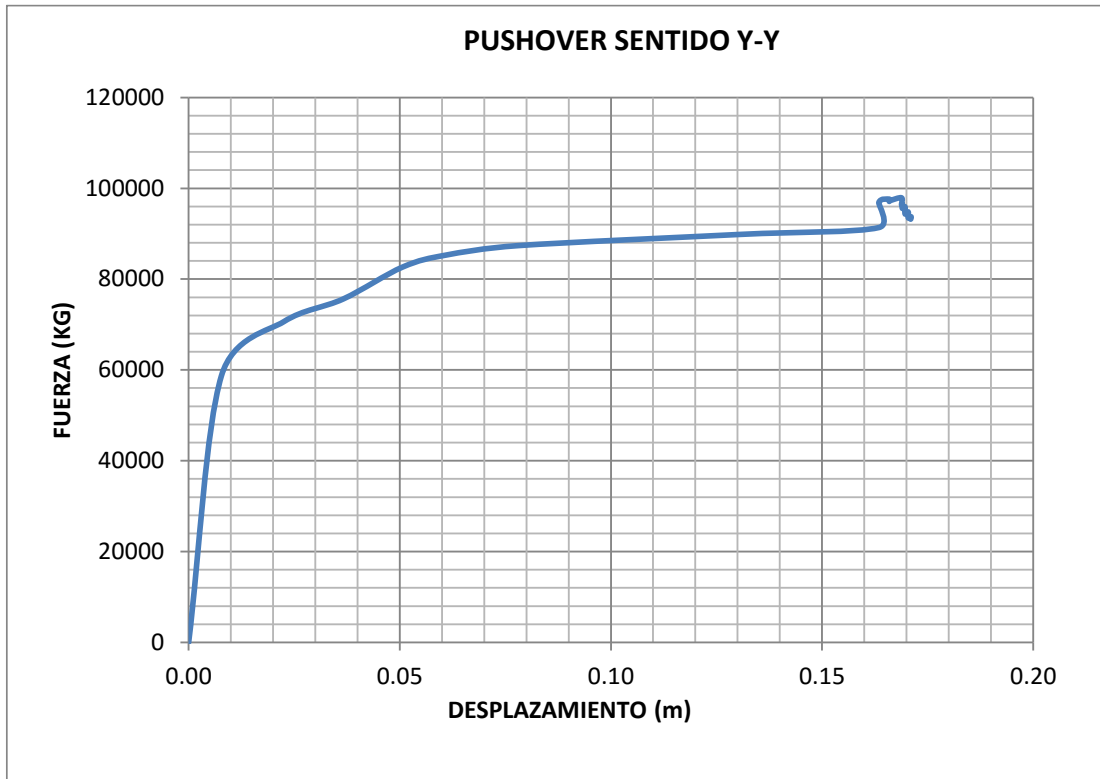


Tabla de capacidad Pushover sentido Y

TABLE: Pushover Curve - PUSHOVER Y											
Step	Displacement m	BaseForce Kgf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0.000000	0.000	318	0	0	0	0	0	0	0	318
1	0.007751	58679.060	295	23	0	0	0	0	0	0	318
2	0.022531	70631.430	265	53	0	0	0	0	0	0	318
3	0.036631	75639.780	245	73	0	0	0	0	0	0	318
4	0.050718	82683.210	230	88	0	0	0	0	0	0	318
5	0.061125	85326.050	220	90	8	0	0	0	0	0	318
6	0.078167	87389.170	215	72	31	0	0	0	0	0	318
7	0.130549	89849.070	213	4	98	3	0	0	0	0	318
8	0.163459	91361.930	213	0	67	37	0	0	1	0	318
9	0.163464	96894.450	213	0	63	36	0	0	6	0	318
10	0.165916	97624.770	213	0	62	36	0	0	7	0	318
11	0.165921	97109.150	213	0	62	36	0	0	7	0	318
12	0.166126	97295.200	213	0	62	36	0	0	7	0	318
13	0.168813	97923.430	213	0	55	42	0	0	8	0	318
14	0.168818	96361.190	213	0	55	40	0	0	10	0	318
15	0.169021	96507.100	213	0	55	38	0	0	12	0	318
16	0.169026	95574.180	212	1	55	38	0	0	12	0	318
17	0.169665	95940.170	212	1	53	39	0	0	13	0	318
18	0.169670	94349.030	209	4	53	38	0	0	14	0	318
19	0.170415	94804.440	206	7	52	37	0	0	16	0	318
20	0.170420	93477.110	204	9	52	37	0	0	16	0	318
21	0.171106	93745.020	204	9	52	36	0	0	17	0	318
22	0.170997	93202.710	204	9	52	36	0	0	17	0	318

Tabla-19

CURVA DE CAPACIDAD



DETERMINACION DE LOS PUNTOS DE INTERES EN DIRECCION Y-Y

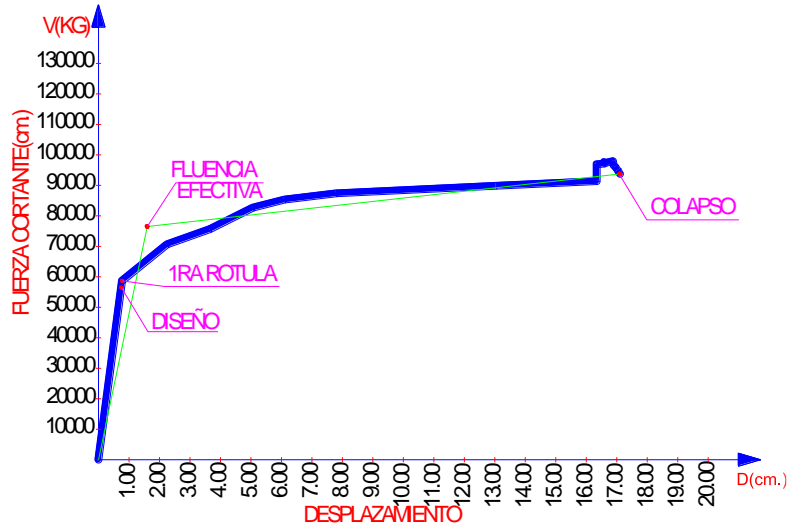


TABLA DE LOS PUNTOS DE INTERES Y-Y

DIRECCION	PUNTOS DE INTERES	V (KG.)	D (M.)
YY	DISEÑO	57080.00	0.00757
	1RA RÓTULA	58679.06	0.00775
	FLUENCIA EFECTIVA.	76503.76	0.01598
	COLAPSO	93202.71	0.17100

Tabla-20

3.14. DETERMINACION DE LOS PUNTOS DE INTERES EN DIRECCION X-X

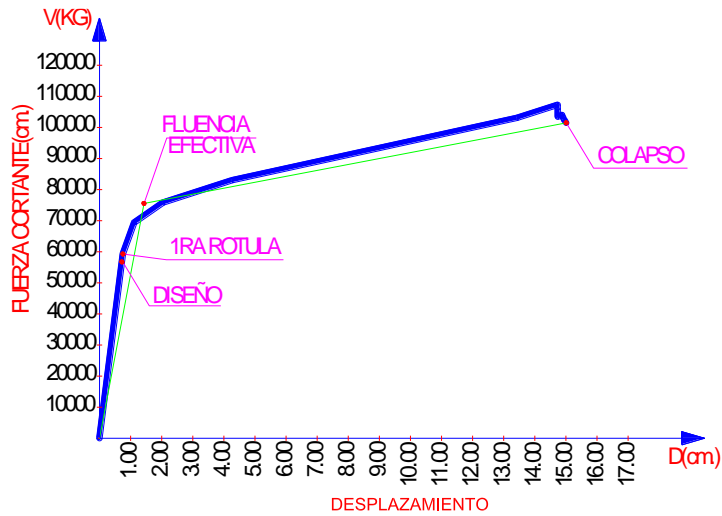
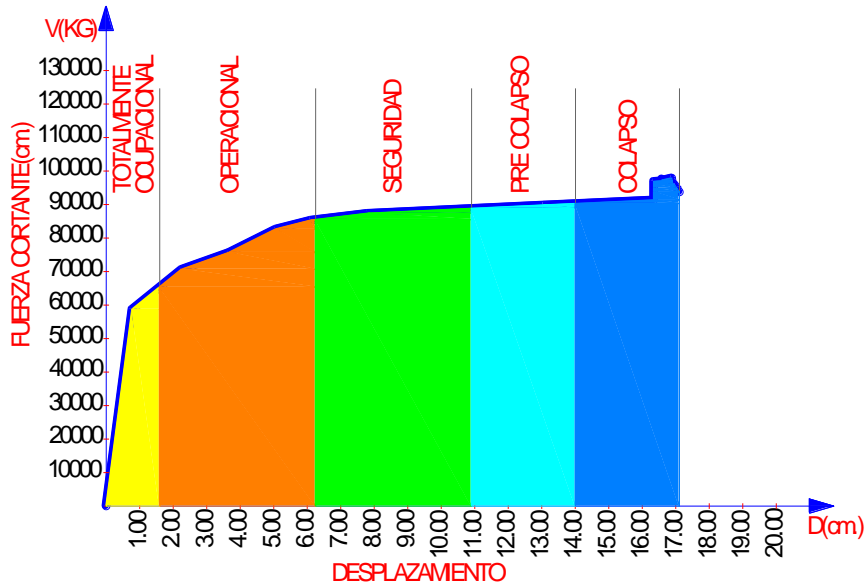


TABLA DE LOS PUNTOS DE INTERES X-X

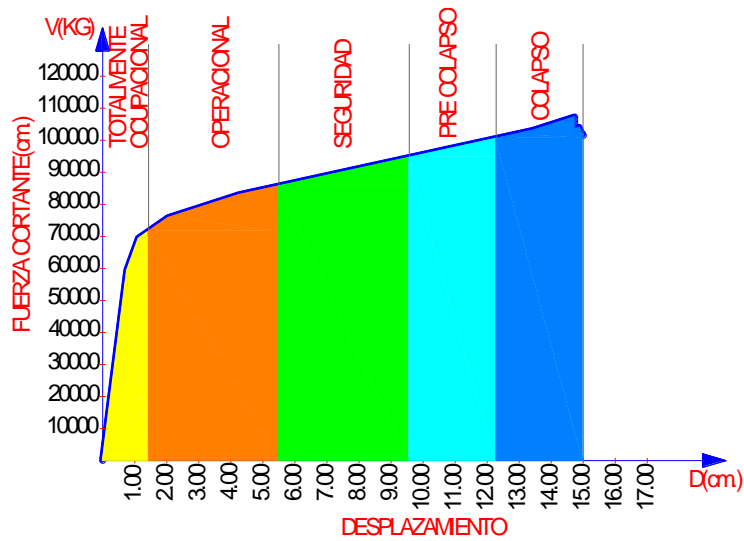
DIRECCION	PUNTOS DE INTERES	V (KG.)	D (M.)
XX	DISEÑO	57080.00	0.00730
	1RA RÓTULA	59276.80	0.00754
	FLUENCIA EFECTIVA.	75546.81	0.01431
	COLAPSO	101476.82	0.15012

Tabla-21

3.15. SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD Y-Y

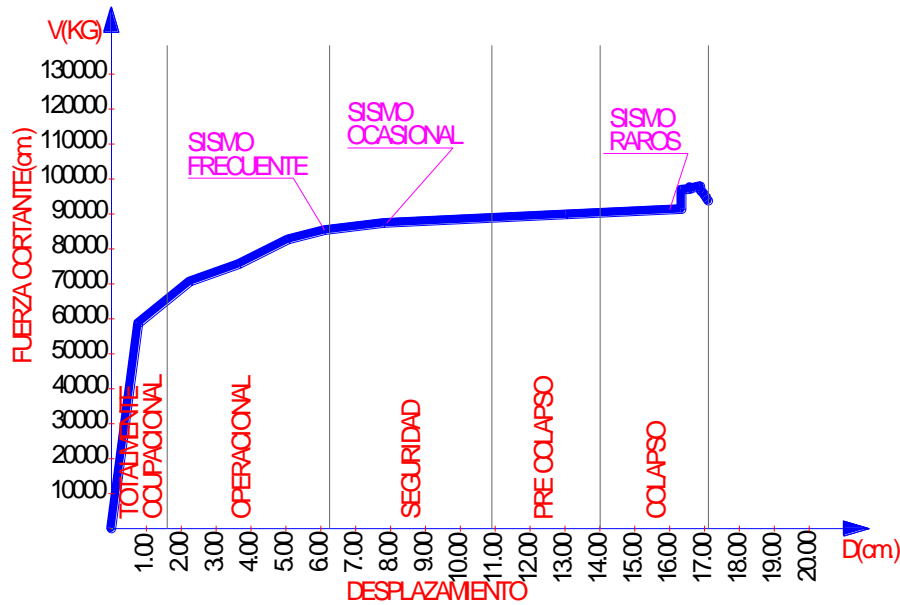


3.16. SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD X-X

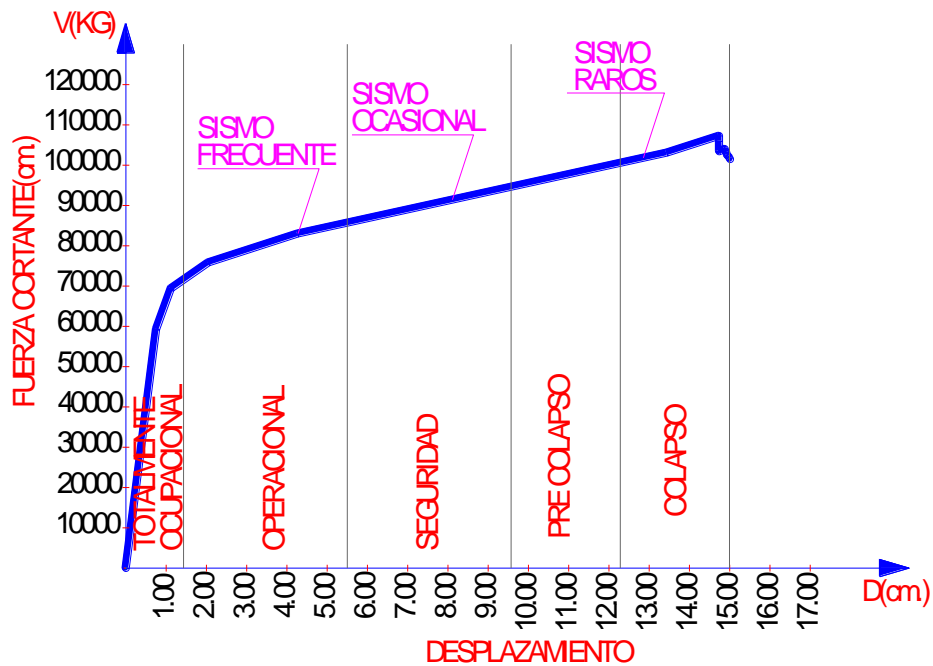


3.17. RESPUESTA DEL EDIFICIO ANTE LOS 3 NIVELES DE PELIGRO

Se determinó la respuesta del edificio ante los tres niveles de peligro, se obtuvieron los Puntos de demanda mostrados en las figuras.



Curva de Capacidad y Puntos de Demanda de los tres Niveles de Amenaza Sísmica dirección Y-Y



Curva de Capacidad y Puntos de Demanda de los tres Niveles de Amenaza Sísmica dirección X-X.

TABLA DE LOS PUNTOS DE DEMANDA

Dirección	Sismo	V (KG)	Δ (cm.)
Y-Y	SISMO FRECUENTE	85326.05	6.11
	SISMO OCASIONAL	87389.17	7.82
	SISMO RARO	97295.20	16.61
X-X	SISMO FRECUENTE	83009.58	4.27
	SISMO OCASIONAL	93094.02	8.44
	SISMO RARO	101915.50	12.74

Tabla-22

3.18. CALIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO

		OPERACIONAL	FUNCIONAL	RESGUARDO DE LA VIDA	CERCA AL COLAPSO
NIVELES DE DEMANDA	SISMO FRECUENTE				
	SISMO OCASIONAL				
	SISMO RARO				

Tabla-23

Matriz de Desempeño Sísmico para ambos ejes del edificio

3.19. Comportamiento De La Estructura Bajo Acciones Incrementales

3.19.1. Sobrerresistencia y Ductilidad:

Tomando como partida los puntos de interés, se calcularon los cocientes de sobrerresistencia mostradas en la siguiente tabla.

	Propiedad	Y-Y	X-X
Respecto a "V" de Diseño	SR 1 Rot/D	1.0280	1.0385
	SR Fe/D	1.3403	1.3235
	SR Col/D	1.6328	1.7778
Respecto a "V" de 1 era Rotula	SR Fe/1 Rot	1.3038	1.2745
	SR Col/1 Rot	1.2183	1.3432

Tabla-24

En la tabla se muestran los cocientes de ductilidad estructural.

	Y-Y	X-X
μ Col/1 Rot	22.061	19.901
μ Col/Fe	10.702	10.487

Tabla-25

IV. DISCUSION

- La tesis tuvo como propósito determinar el desempeño sísmico de un edificio de 4 niveles, que a través de procesos descritos en esta investigación se determinó el desempeño sísmico ante diferentes demandas sísmicas, la que permitió comparar los datos obtenidos, con la teoría relacionadas al tema y las antecedentes a nivel nacional e internacional empleadas, permitiendo realizar una discusión de lo siguiente:
- El edificio analizado fue diseñado con la actual NTP E.030, sin embargo, al revisar los factores de irregularidad mediante el análisis sísmico, los valores de irregularidad dieron $I_a=0.75$ y $I_p=0.75$, y mostrando una distorsión de piso fuera del rango en la dirección Y, considerando una dirección vulnerable.
- La NTP E.030-2016, no define niveles de desempeño en demanda, solo considera un nivel de sismo de diseño, tampoco considera niveles de comportamiento, solo contempla como filosofía de diseño la seguridad de vida de los ocupantes, sin embargo, da una recomendación en el numeral 5.5. para la evaluación empleando el ASCE/SEI 41 (Rehabilitación sísmica para edificios existentes), del análisis por desempeño se obtuvo que el edificio si cumple con los parámetros establecidos en nuestra normativa sismorresistente.
- El procedimiento para el cálculo del desempeño de la estructura se llevó acabo con la matriz de desempeño dada por el ATC-40, en la que se describen los comportamientos finales según el tipo de sismo que afecte a la estructura, dando una recomendación de desempeño para estructuras convencionales de seguridad de vida y prevención al colapso para sismo de diseño y sismo máximo respectivamente, el desempeño de la edificación cumplió con lo indicado en esta normativa.
- Con la tesis desarrollada por Vergara, Victoria y Zevallos, Mario, en el 2014, aplicaron la metodología del FEMA 356 (método de coeficientes), dicho método de análisis no fue empleada en esta investigación, ya que se tomó con mayor prioridad realizar un análisis estático no lineal buscando obtener una curva de capacidad que describa en comportamiento hasta el colapso de la edificación, de igual modo Vergara y Zevallos desarrollaron de manera comparativa el método de curva de capacidad por la norma del ATC 40. Con la tesis desarrollada por Alcántara, Kelly y Nalvarte, Carlos, en el 2016,

evaluaron el desempeño de un edificio destinado a hospital, obteniendo como desplazamientos máximos de 15.6 cm y 14.3 cm en las direcciones X e Y respectivamente para un bloque del hospital, aplicaron las pautas recomendadas de la norma ATC 40, en el caso de esta investigación se analizó un edificio destinada para comercio-vivienda presentado desplazamientos de 7.56 cm y 4.44 cm en las direcciones X e Y respectivamente y se consideró las sugerencias del ATC 40 para la determinación de los niveles de demanda.

- La tesis presentada por Paredes, Miguel en el 2016, en la que evaluó el desempeño una vivienda, siguiendo las recomendaciones del FEMA para la obtención de la curva de capacidad y las recomendaciones de VISION 2000, en la representación bi-lineal de la curva de capacidad obtuvo un punto de fluencia de 2 cm de desplazamiento a una cortante basal de 600 ton. en la dirección X, y en la dirección Y a un desplazamiento de 2.2 cm con una cortante basal de 539 ton. obteniendo una comportamiento elástico a un nivel de comportamiento Operacional ante un sismo frecuente y para un sismo Ocasional un nivel de comportamiento de Ocupación Inmediata, indicando que llega a satisfacer con los objetivos de la norma E.030, la matriz de desempeño fue desarrollada de acuerdo al cuadro dado por VISION 2000; en el caso de esta investigación se siguieron las recomendaciones del ATC 40 para la obtención de la curva de capacidad y para el seccionamiento de la curva de capacidad se siguió con la recomendación de VISION 2000 la que permite seccionar de acuerdo al punto de fluencia efectiva y el desplazamiento de colapso, en la curva bi-lineal se obtuvo un desplazamiento de 2.87 cm con una cortante de 238 ton. en la dirección X, de igual manera en la dirección Y se da con un desplazamiento de 1.48 cm con una cortante de 168 ton. obteniendo una respuesta elástica para un sismo de diseño un comportamiento de seguridad de vida y para un sismo máximo un desempeño de prevención de colapso, la matriz de desempeño fue desarrollada de acuerdo al cuadro presentado por ATC 40.

V. CONCLUSIONES

- El estudio de análisis de suelos fue fundamental para realizar el trabajo.
- La aplicación de la norma E-030 fue vital para nuestro diseño sísmico.
- La edificación preliminar y arquitectónica nos dieron como resultado, el poco desempeño sísmico de nuestra edificación.
- Habiendo aplicado los cálculos mediante el programa SAP-200 los resultados en nuestro diseño final de nuestra edificación fueron satisfactorios para un comportamiento sísmico adecuado de nuestra edificación.
- El Análisis No Lineal Estático Pushover, es una forma mediante el cual podemos obtener la secuencia de la aparición de rótulas que llevan al colapso a la estructura, y utilizando la demanda sísmica dada por la Norma Peruana E-030 se puede hallar el nivel de daño ocurrido.
- El Análisis No Lineal Estático Pushover, nos sirve para ver la magnitud del daño, mediante el monitoreo de la deformación de desempeño (giro o desplazamiento) de los elementos y poder calificarlos como daños aceptables o no, mediante los límites de aceptación.
- Los pórticos en dirección “X” presentan el mayor número de rotulas plásticas y daños esto puede originarse debido a la poca cantidad de columnas que poseen los mismos.
- Los pórticos en dirección “Y” presentan el menor número de rotulas plásticas y daños esto puede originarse debido a la mayor cantidad de columnas que poseen los mismos.
- Finalmente se puede concluir que el método de Modal Pushover Analysis, a pesar de tener restricciones ampliamente discutidas es una gran herramienta de análisis no lineal

la cual permite explotar el comportamiento en el rango inelástico de la estructura, llevándolas a desarrollar su máxima capacidad. Además muestra los mecanismos de fallas tabuladas en la norma FEMA-356 y presentes en las edificaciones ante una eventualidad sísmica.

- Sismos Frecuentes

Según los resultados mostrados para los sismos frecuentes, en la dirección transversal, la edificación alcanzaría 6.11 cm de desplazamiento en el techo y recibiría una fuerza cortante de 85326.05 kilogramos. Las columnas exteriores e interiores del primer piso mostrarán las primeras rotulas en su base.

Los resultados muestran que para un evento frecuente ($T_r = 50$ años) el edificio quedaría ligeramente más allá del rango elástico con pequeños daños. Para eventos mayores la deriva alcanzada indica que el edificio tendría importantes incursiones inelásticas pero quedaría funcional.

- Sismos Ocasional

Según los resultados mostrados para los sismos ocasional, en la dirección transversal, la edificación alcanzaría 8.44 cm de desplazamiento en el techo y recibiría una fuerza cortante de 93094.02 kilogramos..

En general la edificación estaría por encima del límite de fluencia efectiva y su desempeño calificaría como seguridad para ambas direcciones de análisis.

- Sismos Raros

Los resultados mostraron que para sismos raros el edificio alcanzaría un desplazamiento máximo de 16.61 cm en la azotea y una fuerza cortante de 97295.20 kilogramos, y de acuerdo al marco de referencia del SEAC (1995), la edificación se encontraría en el rango cercano al colapso y cubriría el objetivo para el desempeño en sismos raros.

- En la edificación se obtuvo sobrerresistencia en el eje y-y de orden de 1.03 y 1.34 para la primera rotula y fluencia efectiva respectivamente y en el eje x-x de orden 1.63 y 1.30 para la primera rotula y fluencia efectiva respectivamente.

VI. RECOMENDACIONES

- Habiéndose comprobado los resultados efectivos de la estructura por diseño sísmico, todas las edificaciones en la ciudad de Huaraz deberían ser construidas con la aplicación de la norma E-030.
- Para toda nueva edificación que ejecutaremos es de suma importancia iniciar por el análisis de suelo, para realizar los cálculos correspondientes para determinar las dimensiones y la composición estructural para una edificación.
- Todo diseño de una edificación debe ser diseñada y ejecutada por un ingeniero profesional, que debe aplicar las normas de edificación establecidas.
- Se deberían utilizar métodos más avanzados para el estudio del comportamiento de estos edificios, de gran uso y aplicación en nuestra ciudad, tal es el caso de análisis no-lineal o por desempeño, entre otros. Estos análisis permiten estudiar de una manera más precisa, ante sismos.
- La aplicación de la metodología del diseño basado en desempeño, permite realizar ajustes a diseños existentes garantizando el cumplimiento de los objetivos de desempeño seleccionado, de esta manera es posible mejorar la eficiencia de los diseños y su competitividad en el mercado.
- Se recomienda el uso y la discusión de métodos alternativos que ayudan a mejorar los niveles de desempeño de la estructura como disipadores de energía en la estructura y sistemas de aislación sísmica que son novedosos en nuestro medio.

REFERENCIA

- American Concrete Institute, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario, ACI, Farmington Hills 2008.
- Andrade, L. (2004), “Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente”, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP, Lima.
- Applied Technology Council ATC – 40 (Nov. 1996), “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, California Seismic Safety Commission.
- Burgos, M. (2007), “Estudio de la metodología diseño por capacidad en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma Peruana E-060 como alternativa de diseño”, Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, FIC – UNI, Lima.
- FEMA 273 (Oct. 1997), “NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA 356 (Nov. 2000), “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Mander, J.B., Priestley, M y Park, R. “Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete”, Journal of the Structural Engineering ASCE Vol. 114 N_o 8 pag. 1804 - 1805, Agosto 1988.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificación E.030 (Abr. 20018), “Diseño Sismorresistente”.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificaciones E.060 (May. 2009), “Concreto Armado”.
- Park, R y Paulay, T. (1988.), “Estructuras de Concreto Reforzado”, Editorial Limusa, México.
- Paulay, T. y Priestley, M. (1992), “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry”, John Wiley & Sons, New York.

- Piqué del Pozo, J. “Apuntes del curso: Ingeniería Antisísmica”. Facultad de Ingeniería civil, UNI, Lima.
- Priestley, M., Calvi, G. y Kowalsky, M., “Displacement Based Seismic Design of Structures”, Fondazione EUCENTRE, Segunda Edición, Pavia, Italy, 2007.
- Restrepo, J. y Rodríguez M. (Junio 2010). “Curso internacional: Diseño sísmico por desempeño”, Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima.
- SEAOC, Vision 2000: “Performance based seismic engineering of buildings, San Francisco, April, 1995.
- Taipe Carbajal, J. (2003), “Criterios de diseño por desempeño para la norma peruana de diseño sismorresistente”, Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, FIC – UNI, Lima.
- Takuma, O. y Allauca, L. (2006), “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones”, Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP, Lima.

ANEXOS
ANEXO I: HOJA DE ANALISIS DE SUELO Y CALICATA.



DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO
(TEORÍA DE TERZAGHI)

SOLICITA : CALVO VEGA RAPHAEL & CHAVEZ CASIMIRO FRANKLIN
 OBRA : "DISEÑO SISMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018"
 UBICACIÓN : LUGAR DISTRITO PROVINCIA REGION
 AV. INTEROCEANICA 248 INDEPENDENCIA HUARAZ ANCASH
 CALICATA : C-01; COORD.: E=224144, N=8945887, Z=3144 MUESTRA: MA - 01
 FECHA : 20 de Octubre de 2018

CLASIFICACION SUCS DE LOS SUELOS:

C-01; COORD.: E=224144, N=8945887, Z=3144

GM-GP

Observaciones:

Por las características de la clasificación de suelos del proyecto, se tiene los siguientes parámetros para el cálculo de la capacidad de carga del suelo.

Por Teoría de Terzaghi:

Se conoce que para una cimentación cuadrada la capacidad de carga última es:

$$Q_u = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_y$$

Se ha asumido los siguientes parámetros para el cálculo:

c =	Cohesión de suelo.	0.118 Tn/m ²
γ =	Peso unitario del suelo.	1.980 Tn/m ³
D _f =	Profundidad de la cimentación.	1.500 m.
B =	Ancho de la zapata de cimentación.	1.000 m.
N _c , N _q , N _y =	Factores de capacidad de carga.	
Ø =	Ángulo de fricción interna del suelo.	31.0 °

Referencia: cimentaciones de concreto armado.

Para Ø =	31.0 °	N _c =	32.67
		N _q =	20.63
		N _y =	17.69

Q _u	=	80.30 Tn/m ²
F.S	=	3.00
Q _a	=	Q _u /F.S
Q _a	=	26.77 Tn/m ²
Q _a	=	2.68 Kg/cm ²


Ing. Rafael Escudero Escudero
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 68955

Presión admisible del Terreno Asumido:

Q _a	=	2.68 Kg/cm ²
----------------	---	-------------------------

NOTA : Las muestras fueron traídos por el interesado para su respectivos ensayos en laboratorio.



D&D S.A.C.

Mecánica de Suelos - Ensayo de Resistencia de Materiales - Control de Calidad
 Topografía Superficial y Minera - Elaboración de Expedientes Técnicos y Perfiles.
 Abastecimiento de Agregados.
 RUC: 20407759193



ENSAYO ESTANDAR DE LABORATORIO

SOLICITA : CALVO VEGA RAPHAEL & CHAVEZ CASIMIRO FRANKLIN
 OBRA : "DISEÑO SISMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018"
 UBICACIÓN : LUGAR DISTRITO PROVINCIA REGION
 AV. INTEROCEANICA 248 INDEPENDENCIA HUARAZ ANCASH
 CALICATA : C-01; COORD.: E=224144, N=8945887, Z=3144 MUESTRA: MA - 01
 FECHA : 20 de Octubre de 2018

Pozo N°	C-01; COORD.: E=224144, N=8945887, Z=3144	
Muestra	MA - 01	
Profundidad (m)	1.50	
PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA POR MALLA DE PORCION DE MATERIAL MENOR DE 3"	3"	100.00
	2"	93.23
	1"	80.83
	3/4"	67.68
	3/8"	56.72
	N° 4	47.18
	N° 8	39.61
	N° 16	29.60
	N° 30	24.72
	N° 50	20.16
N° 100	14.36	
N° 200	11.94	
Coef. Uniformidad	Cu.	...
Coef. Concavidad	Cc.	...
LIMITES DE CONSISTENCIA	L.L.	19.03
	L.P.	14.43
HUMEDAD NATURAL	I.P.	4.60
CLASIFICACION SUCS	9.04	
		GM-GP

GRAVA MAL GRADADA CON ARENA Y LIMO


 Ing. Rafael Escudero Esgudero
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP 68855

NOTA : Las muestras fueron traídos por el interesado para su respectivos ensayos en laboratorio.

Jr. Soledad N° 1345 Barrio La Soledad Huaraz - Ancash Telf. (043) 222263 Cel. 943-953072 / 950827007
 E-mail: david_azana@hotmail.com



D&D S.A.C.

Mecánica de Suelos - Ensayo de Resistencia de Materiales - Control de Calidad
 Topografía Superficial y Minera - Elaboración de Expedientes Técnicos y Perfiles.
 Abastecimiento de Agregados.
 RUC: 20407759193



CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D-2216

SOLICITA : CALVO VEGA RAPHAEL & CHAVEZ CASIMIRO FRANKLIN
 OBRA : "DISEÑO SISMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018"
 UBICACIÓN : LUGAR DISTRITO PROVINCIA REGION
 AV. INTEROCEANICA 248 INDEPENDENCIA HUARAZ ANCASH
 CALICATA : C-01; COORD.: E=224144, N=8945887, Z=3144 MUESTRA: MA - 01
 FECHA : 20 de Octubre de 2018

POZO	C-01; COORD.: E=224144, N=8945887, Z=3144			
MUESTRA	MA - 01			
PROFUNDIDAD (m)	1.50			
FRASCO N°	05	02		
(1) Pfs + P.S.H. (gr)	214.11	209.43		
(2) Pfr + P.S.S. (gr)	199.89	196.36		
(3) Pagua (gr) (1) - (2)	14.22	13.07		
(4) Pfr (gr)	47.18	47.28		
(5) P.S.S. (gr) (2) - (4)	152.71	149.08		
(6) C. Humedad (%) (3) / (5)	9.31	8.77		
CONTENIDO DE HUMEDAD PROMEDIO	9.04			

Nota: Pfr = Peso del frasco
 P.S.H. = Peso del suelo húmedo
 P.S.S. = Peso del suelo seco
 Pagua = Peso del agua

NOTA : Las muestras fueron traídas por el interesado para sus respectivos ensayos en laboratorio.


 Ing. Rafael Escudero Escudero
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP 65955



D&D S.A.C.

Mecánica de Suelos - Ensayo de Resistencia de Materiales - Control de Calidad
 Topografía Superficial y Minera - Elaboración de Expedientes Técnicos y Perfiles.
 Abastecimiento de Agregados.
 RUC: 20407759193



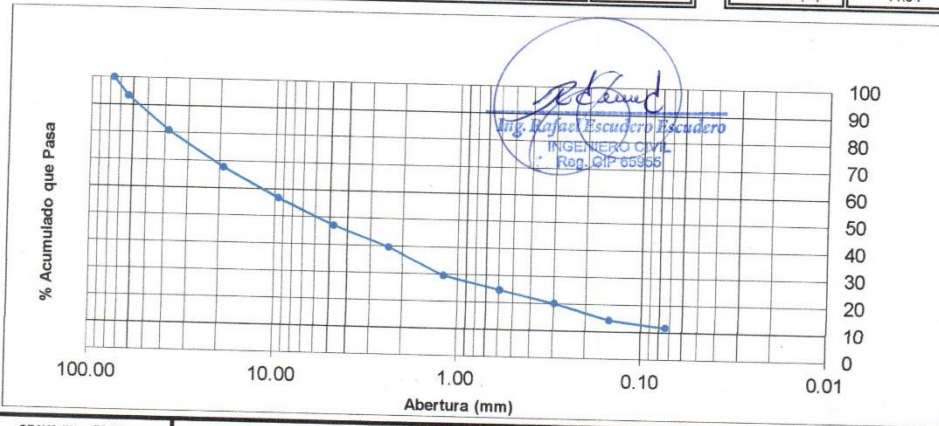
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO CLASIFICACION ASTM D-421

SOLICITA : CALVO VEGA RAPHAEL & CHAVEZ CASIMIRO FRANKLIN
 "DISEÑO SISMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018"
 OBRA :
 UBICACIÓN : LUGAR DISTRITO PROVINCIA REGION
 AV. INTEROCEANICA 248 INDEPENDENCIA HUARAZ ANCASH
 CALICATA : C-01; COORD.: E=224144, N=8945887, Z=3144 MUESTRA: MA - 01
 FECHA : 20 de Octubre de 2018

PESO INICIAL SECO: 3924.40 grs. % QUE PASA MALLA N° 200: 11.94
 PESO LAVADO SECO: 3455.66 grs. % RETENIDO MALLA 3": 0.00

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido (grs)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Acumulado Que Pasa
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	63.500	265.56	6.77	6.77	93.23
1"	38.100	486.92	12.41	19.17	80.83
3/4"	19.050	515.75	13.14	32.32	67.68
3/8"	9.525	430.21	10.96	43.28	56.72
N° 4	4.760	374.60	9.55	52.82	47.18
N° 8	2.380	296.88	7.56	60.39	39.61
N° 16	1.190	392.70	10.01	70.40	29.60
N° 30	0.590	191.69	4.88	75.28	24.72
N° 50	0.297	178.95	4.56	79.84	20.16
N° 100	0.149	227.50	5.80	85.64	14.36
N° 200	0.074	94.90	2.42	88.06	11.94
> N° 200	0.000	0.00	0.00	88.06	11.94
TOTAL		3455.66	88.06		

Resumen de Datos	
% que pasa N° 3	100.00
% que pasa N° 4	47.18
% que pasa N° 200	11.94
L.L.	19.03
L.P.	14.43
I.P.	4.60
D10	...
D30	...
D60	...
Cu	...
Cc	...
w (%)	9.04
GRAVA (%)	52.82
ARENA (%)	35.23
FINOS (%)	11.94



GRAVA (%) = 52.82	ARENA (%) = 35.23	FINOS (%) = 11.94
-------------------	-------------------	-------------------

NOTA : Las muestras fueron traídas por el interesado para su respectivos ensayos en laboratorio.

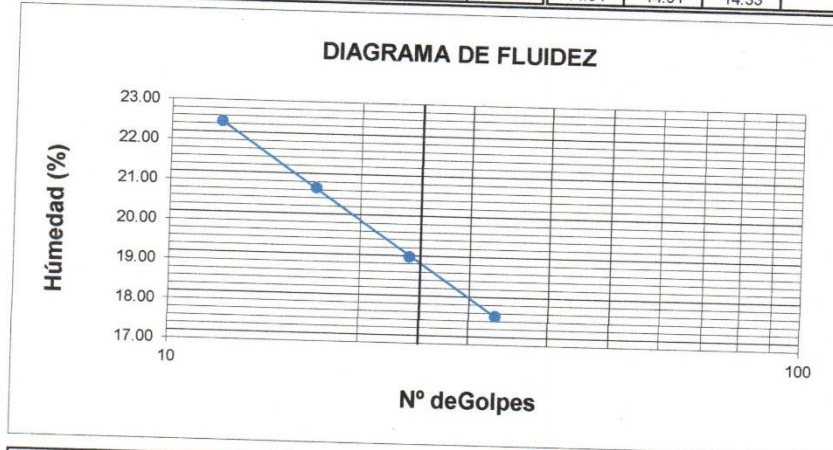
Jr. Soledad N° 1345 Barrio La Soledad Huaraz - Ancash Telf. (043) 222263 Cel. 943-953072 / 950827007
 E-mail: david_azana@hotmail.com

LIMITES DE CONSISTENCIA

DETERMINACION DE LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO ASTM D-423 - D-424

SOLICITA : CALVO VEGA RAPHAEL & CHAVEZ CASIMIRO FRANKLIN
 OBRA : "DISEÑO SISMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018"
 UBICACIÓN : LUGAR DISTRITO PROVINCIA REGION
 AV. INTEROCEANICA 248 INDEPENDENCIA HUARAZ ANCASH
 CALICATA : C-01; COORD.: E=224144, N=8945887, Z=3144 MUESTRA: MA - 01
 FECHA : 20 de Octubre de 2018

Ensayo	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO			
	Datos							
Frasco Nº								
N. de Golpes	12	17	24	33	1	2	3	
(1) Pfr + P.S.H. (gr)	50.77	50.47	50.26	50.43	35.61	36.54	34.36	
(2) Pfr + P.S.S. (gr)	49.62	49.39	49.29	49.51	34.95	35.72	33.84	
(3) Pagua (gr) (1) - (2)	1.15	1.08	0.97	0.92	0.66	0.82	0.52	
(4) Pfr (gr)	44.50	44.21	44.23	44.32	30.25	30.22	30.21	
(5) P.S.S. (gr) (2) - (4)	5.12	5.18	5.06	5.19	4.70	5.50	3.63	
(6) C. Humedad (%) (3) / (5)	22.46	20.85	19.17	17.73	14.04	14.91	14.33	



Limite Liquido (L.L.) = 19.03	Limite Plastico (L.P.) = 14.43	Indice Plasticidad (I.P.) = 4.60
-------------------------------	--------------------------------	----------------------------------

NOTA : Las muestras fueron traídas por el interesado para su respectivos ensayos en laboratorio.


Ing. Rafael Escudero Escudero
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP 65955



D&D S.A.C.

Mecánica de Suelos - Ensayo de Resistencia de Materiales - Control de Calidad
Topografía Superficial y Minera - Elaboración de Expedientes Técnicos y Perfiles.
Abastecimiento de Agregados.

RUC: 20407759193



PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS (Ss) - ASTM D854

SOLICITA : CALVO VEGA RAPHAEL & CHAVEZ CASIMIRO FRANKLIN
 OBRA : "DISEÑO SISMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018"
 UBICACIÓN : LUGAR DISTRITO PROVINCIA REGION
 AV. INTEROCEANICA 248 INDEPENDENCIA HUARAZ ANCASH
 CALICATA : C-01; COORD.: E=224144, N=8945887, Z=3144 MUESTRA: MA - 01
 FECHA : 20 de Octubre de 2018

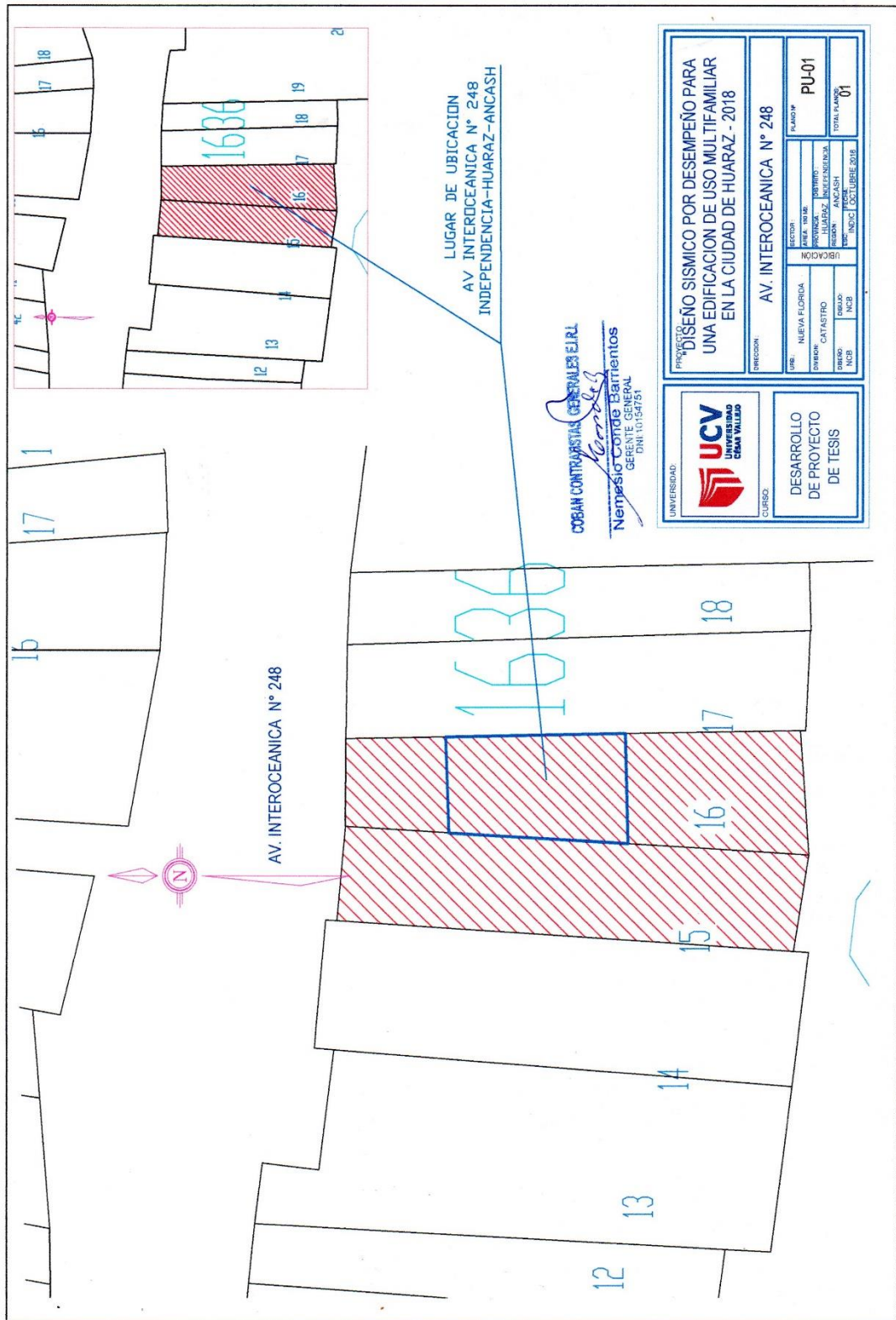
POZO	C-01; COORD.: E=224144, N=8945887, Z=3144		
MUESTRA	MA - 01		
(1) Peso del frasco Vol. + Peso Suelo Seco (gr)	84.63	82.45	83.87
(2) Peso del frasco Volumétrico (gr)	47.80	46.20	48.40
(3) Peso del Suelo Seco (gr)	36.83	36.25	35.47
(4) Peso del frasco + Peso Suelo Seco + P. de agua (gr)	170.58	174.15	172.62
(5) Peso del frasco Vol. + P. del agua	150.09	153.43	152.65
(6) Peso Especifico Relativo de Sólidos	2.25	2.33	2.29
PESO ESPECIFICO PROMEDIO	2.29		

NOTA : Las muestras fueron traídos por el interesado para su respectivos ensayos en laboratorio.


 Ing. Rafael Escudero Escudero
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP 65955

Jr. Soledad N° 1345 Barrio La Soledad Huaraz - Ancash Telf. (043) 222263 Cel. 943-953072 / 950827007
E-mail: david_azana@hotmail.com

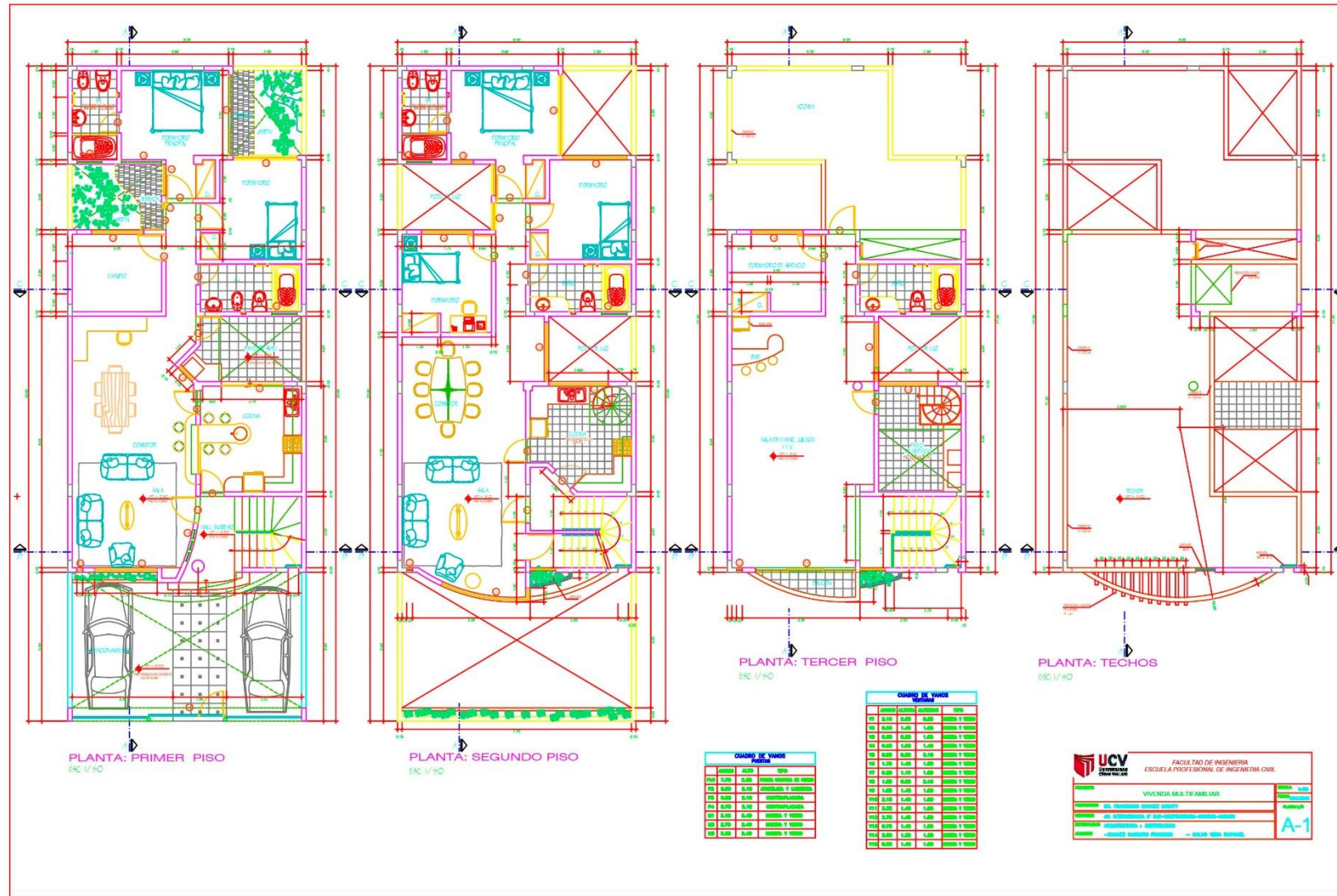
ANEXO 02: HOJA DE RESUMEN DEL ESTUDIO TOPOGRAFICO.

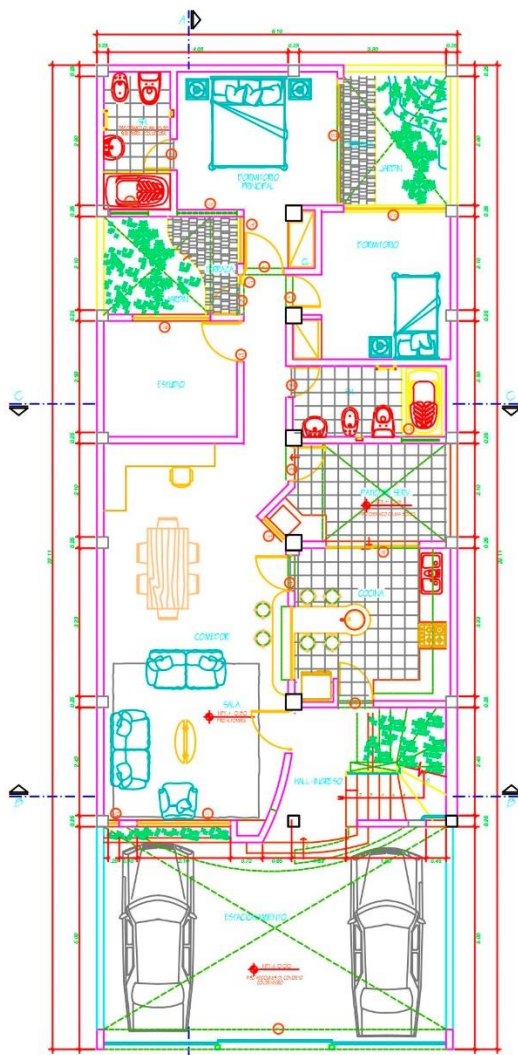


ANEXO 03: MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	VARIABLE
<p>Diseño sísmico por desempeño para una edificación multifamiliar en la ciudad de Huaraz-2018</p>	<p>¿El diseño sísmico por desempeño nos permitirá determinar la secuencia de fallas de una edificación Aporticada Huaraz - 2018?</p>	<p>GENERAL: Realizar el diseño sísmico por desempeño de una edificación de uso multifamiliar típico en la zona de estudio, para determinar la secuencia de fallas en la estructura.</p>	<p>TIPO DE INVESTIGACIÓN: cuantitativo</p>	<p>V. I. Diseño sísmico por desempeño.</p>
		<p>ESPECIFICO: Analizar las norma peruanas E.30 Diseño Sismorresistente. Analizar la norma peruana E.60 de Concreto Armado. Aplicar el Método de la Curva de Capacidad (ATC-40) o el Método de los Factores de Modificación (FEMA 356). Evaluación del desempeño utilizando la propuesta del comité visión 2000 de la asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995) Analizar las norma peruanas E.30 Diseño Sismorresistente. Analizar la norma peruana E.60 de Concreto Armado.</p>	<p>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN descriptivo propositivo</p>	

ANEXO 04: PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURA.

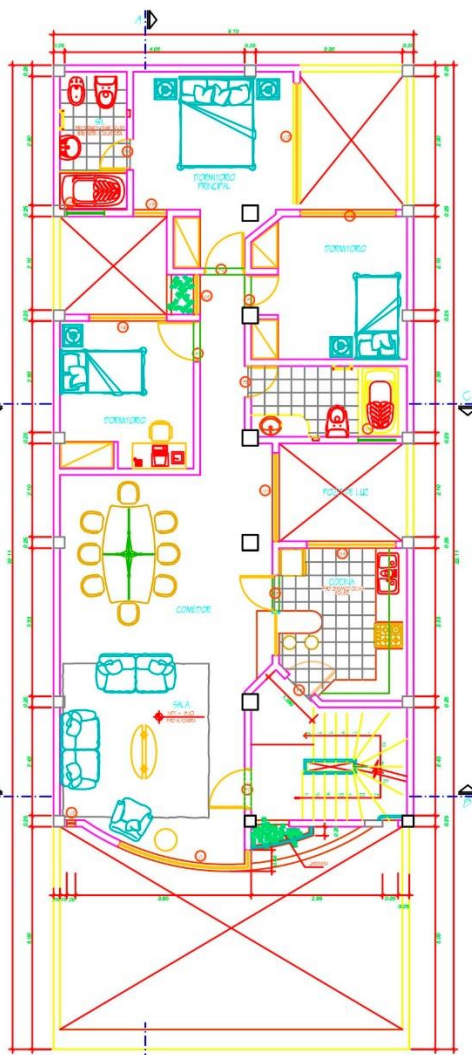




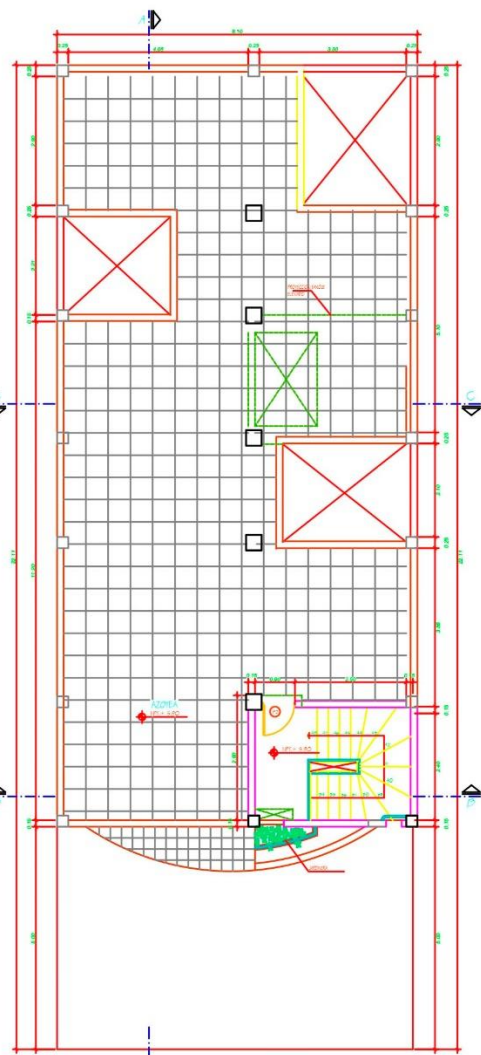
PLANTA: PRIMER PISO
ESC. 1/50

ANCHO	ALTO	TIPO	
P01	2,20	2,20	ARMAZENAMIENTO DE PISO
P02	3,00	3,10	COMEDOR Y SALONES
P03	3,00	3,10	COMEDOR/COCINA
P04	3,70	3,10	COMEDOR/COCINA
P05	2,10	2,40	W.C. Y BANO
P06	2,70	2,40	W.C. Y BANO

ANCHO	ALTO	ALFARJAS	TIPO	
V01	2,10	2,00	0,20	W.C. Y BANO
V02	2,00	1,40	1,00	W.C. Y BANO
V03	2,00	2,00	1,00	W.C. Y BANO
V04	2,00	1,00	1,40	W.C. Y BANO
V05	2,00	2,00	2,10	W.C. Y BANO
V06	1,70	1,40	1,00	W.C. Y BANO
V07	2,00	1,10	1,00	W.C. Y BANO
V08	1,80	2,00	2,10	W.C. Y BANO
V09	1,80	1,40	1,00	W.C. Y BANO
V10	2,10	1,40	1,00	W.C. Y BANO
V11	2,00	1,40	1,00	W.C. Y BANO
V12	2,70	1,40	1,00	W.C. Y BANO
V13	2,70	1,40	1,00	W.C. Y BANO
V14	2,00	1,00	1,00	W.C. Y BANO
V15	2,00	1,40	1,00	W.C. Y BANO
V16	2,00	1,40	1,00	W.C. Y BANO

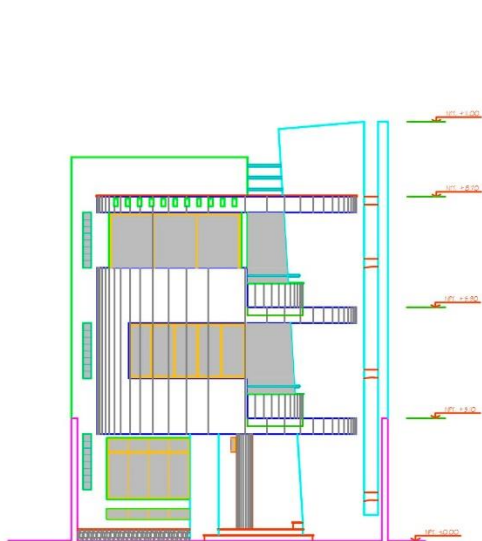


PLANTA: SEGUNDO Y TERCER PISO
ESC. 1/50

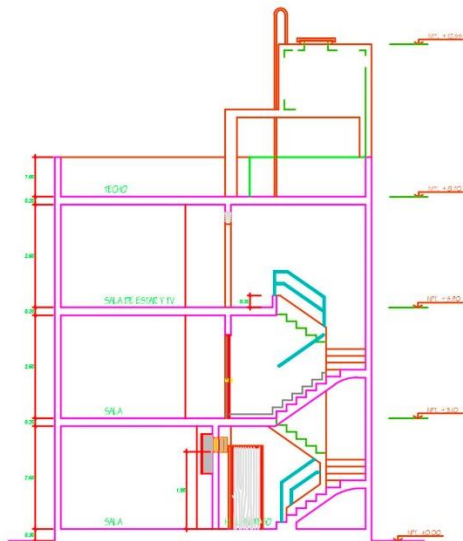


PLANTA: AZOTEA
ESC. 1/50

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	OPERA: 0,00
	VIVIENDA MULTIFAMILIAR	PLANTA: 0,00
PROFESOR: DR. FRANCISCO GONZALEZ GONZALEZ	ALUMNO: ALVARO GONZALEZ GONZALEZ	PLANTA: 0,00
ASISTENTE: ANDRÉS TORRES Y SUAREZ	PROFESOR: ANDRÉS TORRES Y SUAREZ	PLANTA: 0,00
ASISTENTE: ANDRÉS TORRES Y SUAREZ	PROFESOR: ANDRÉS TORRES Y SUAREZ	PLANTA: 0,00
ASISTENTE: ANDRÉS TORRES Y SUAREZ	PROFESOR: ANDRÉS TORRES Y SUAREZ	PLANTA: 0,00



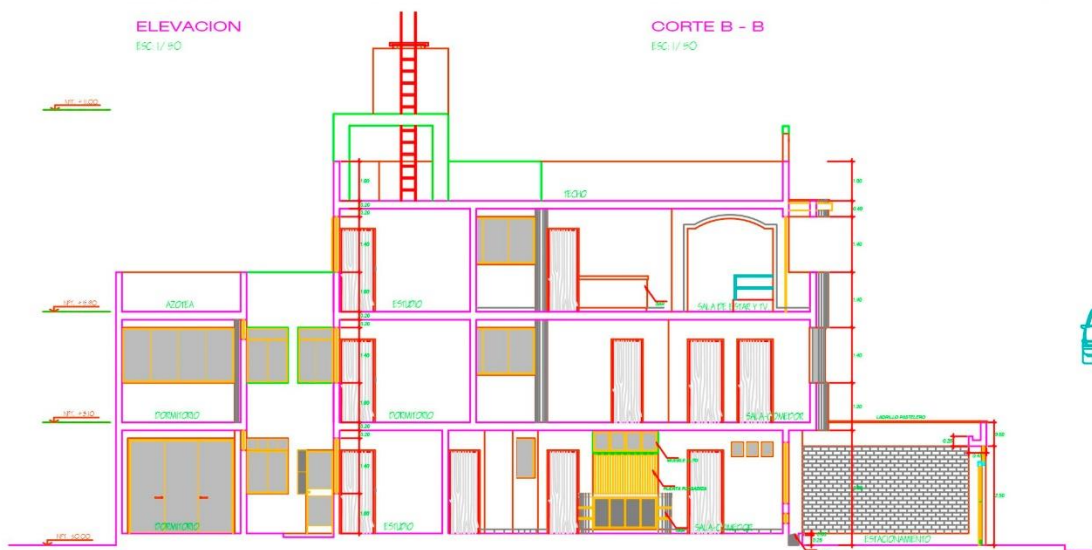
ELEVACION
ESC. 1/40



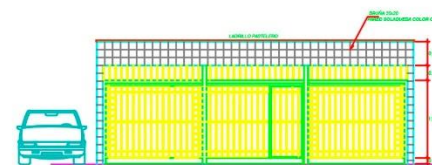
CORTE B - B
ESC. 1/40




CORTE C - C
ESC. 1/40



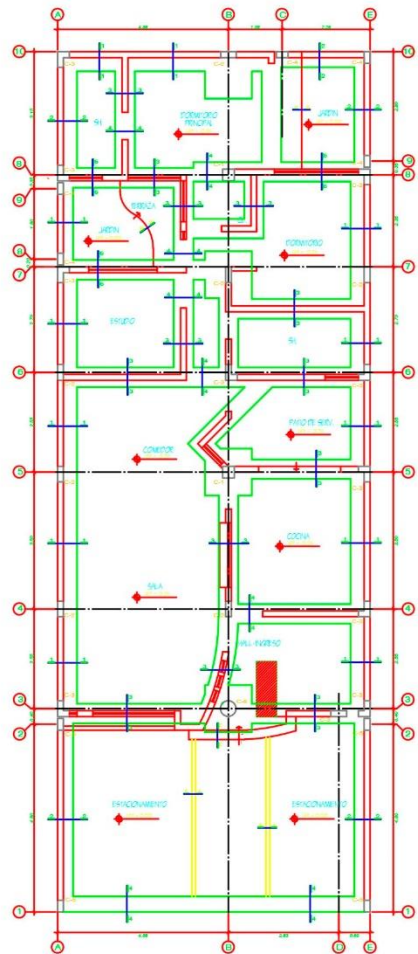
CORTE A - A
ESC. 1/40



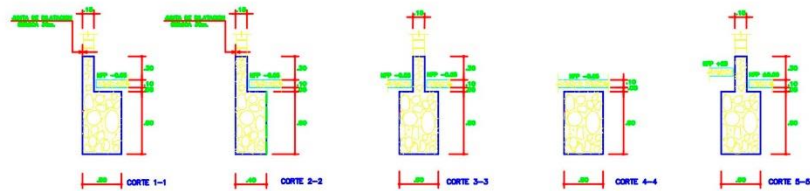
ELEVACION CERCO
ESC. 1/40

 UCV UNIVERSIDAD CAYMA VALLEJO		FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO	YVENDA MULTIFAMILIAR	ESCALA	1:50
PROYECTADO POR	DR. FRANCISCO GONZALEZ GONZALEZ	FECHA	15/05/2024
PROYECTADO POR	DR. FRANCISCO GONZALEZ GONZALEZ	PROYECTO	
PROYECTADO POR	ABRILIANA I. SANCHEZ Y GONZALEZ		
PROYECTADO POR	ANDREA GONZALEZ PARRALES		
PROYECTADO POR	ANDREA GONZALEZ PARRALES		

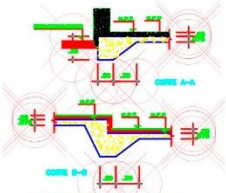
A-3



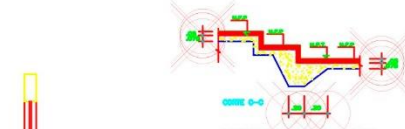
CIMENTACION
E/C. 1/1=0



DETALLE DE CORTE CIMENTACION



DETALLE DE SARDINELES.



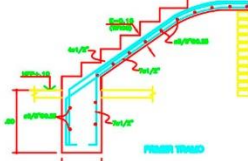
DETALLE DE SARDINELES.

Ø	L(m)
3/8"	.12
1/2"	.15
5/8"	.20
3/4"	.25
1"	.30

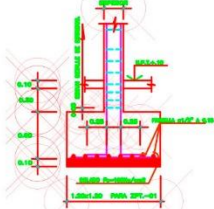
DETALLE DE GANCHO ESTANDAR



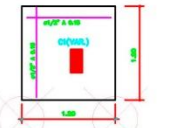
DETALLE DE ESCALERA



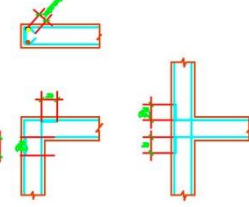
DETALLE DE ESCALERA



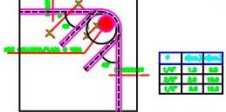
DETALLE DE ZAPATAS



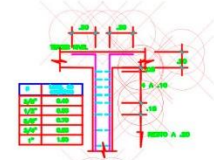
PLANTA DE ZAPATA(ZPT.1)



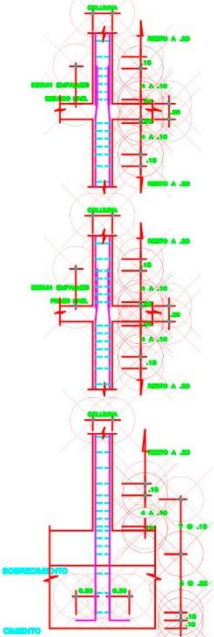
ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL DE PLACAS Y MUROS DE CONCRETO



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



DETALLE DE CONCENTRACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS.



CUADRO DE COLUMNAS						
TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
SECT.	20x20	20x20	20x20	20x20	1.10x1.10	1.10
REF. PRINCIP.	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12
REF. TRANSV.	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10
GEOMETRIA						

ESPECIFICACIONES TECNICAS			
ACEROS		CONCRETO	
Alambres #1 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #2 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #3 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #4 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #5 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #6 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #7 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #8 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #9 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #10 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #11 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #12 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #13 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #14 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #15 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #16 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #17 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #18 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #19 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #20 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #21 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #22 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #23 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #24 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #25 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #26 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #27 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #28 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #29 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #30 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #31 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #32 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #33 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #34 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #35 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #36 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #37 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #38 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #39 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #40 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #41 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #42 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #43 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #44 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #45 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #46 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #47 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #48 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #49 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #50 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #51 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #52 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #53 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #54 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #55 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #56 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #57 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #58 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #59 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #60 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #61 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #62 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #63 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #64 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #65 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #66 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #67 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #68 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #69 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #70 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #71 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #72 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #73 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #74 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #75 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #76 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #77 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #78 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #79 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #80 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #81 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #82 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #83 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #84 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #85 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #86 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #87 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #88 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #89 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #90 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #91 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #92 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #93 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #94 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #95 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #96 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #97 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #98 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #99 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30
Alambres #100 Placa	1.200 kg/m ²	Clase	CC-30



NOTA:
El acero de refuerzo ubicado en forma horizontal, en zonas de alta de concentración, columnas y vigas, deberá colocarse en el centro de la columna o en el centro de la viga, salvo indicación en el cuadro adjunto.

UCV FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

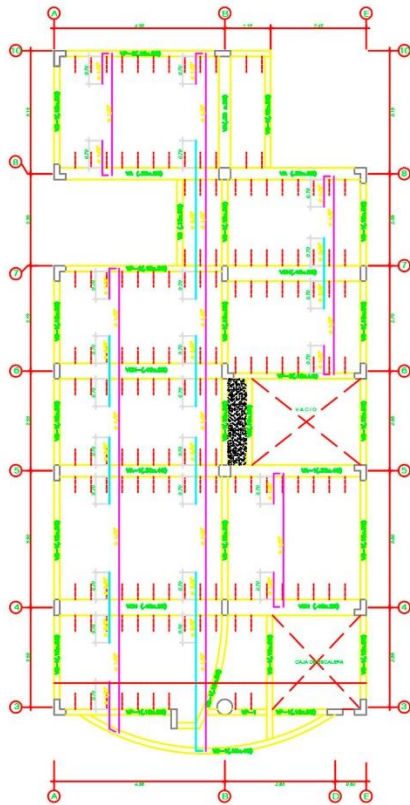
ELABORADO POR: [Nombre]

PROYECTO: [Nombre]

FECHA: [Fecha]

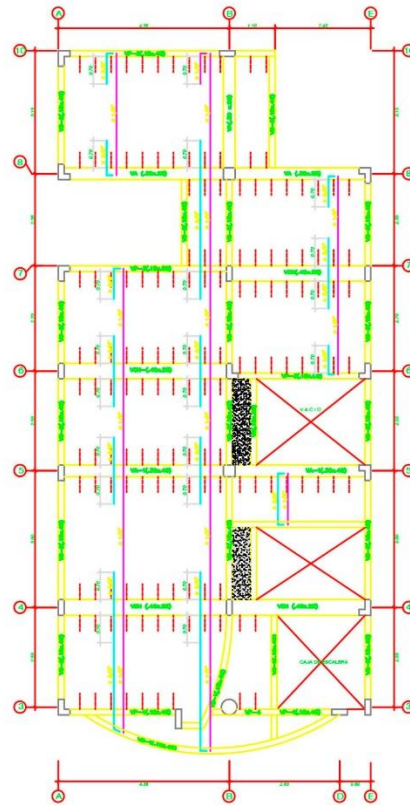
ESCALA: 1/10

E-1



1° y 2° PISO (ALIGERADO-tiico)
250 kg/m

ESC. 1/40



3° PISO (ALIGERADO)
250 kg/m

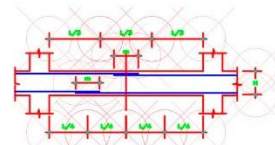
ESC. 1/40



SECCION TIPICA DE ALIGERADO (h=20)



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



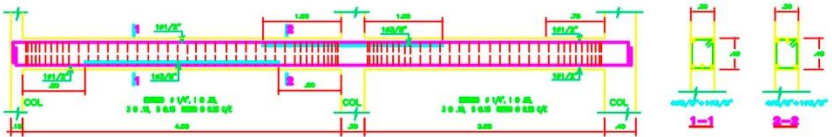
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m		
h	h/4	h/3
0,40	0,10	0,13
0,45	0,11	0,14
0,50	0,12	0,15
0,55	0,14	0,16
0,60	0,15	0,17
0,65	0,16	0,18
0,70	0,17	0,19
0,75	0,18	0,20
0,80	0,19	0,21
0,85	0,20	0,22
0,90	0,21	0,23
0,95	0,22	0,24
1,00	0,23	0,25

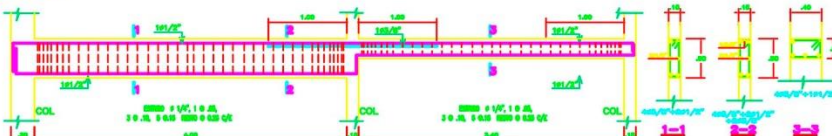
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
A-	NO EMPALME MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE UNA VARILLA.
B-	EN CASO DE NO EMPALME DE LAS VARILLAS RECORRIDAS O LAS PUNDETRAS EMPUNDETRADAS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 20% Y CONSULTAR AL PROYECTISTA.
C-	PARA ALIGERADOS Y VIGAS CORTAS SE DEBE EMPALME EN COLUMNAS COMO LAS APUNDETRADAS LA LONGITUD DE EMPALME DEBE A 20cm PARA 4/8" Y 25cm PARA 5/8" Y 6/8".
REINFORZADO	VARILLAS 1 FIBRA DE 10cm VARILLAS 2 FIBRA DE 10cm



REFUERZO DE VIGETAS CORTADAS POR TUBERIAS

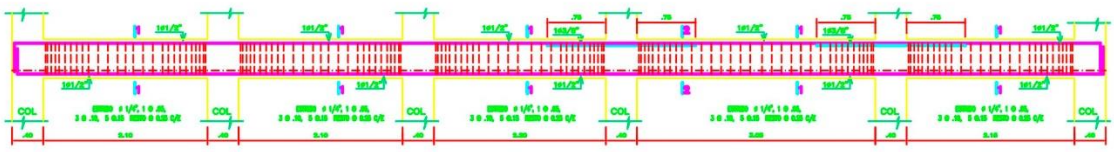


VB-1(10x40)



VB-2(10x40)

VIG-1(10x40) TIPOA



VB-1(10x40)

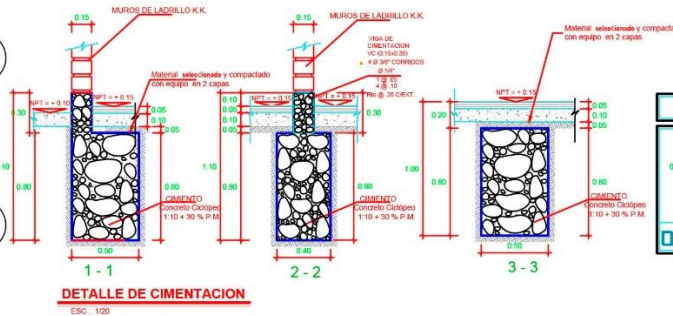
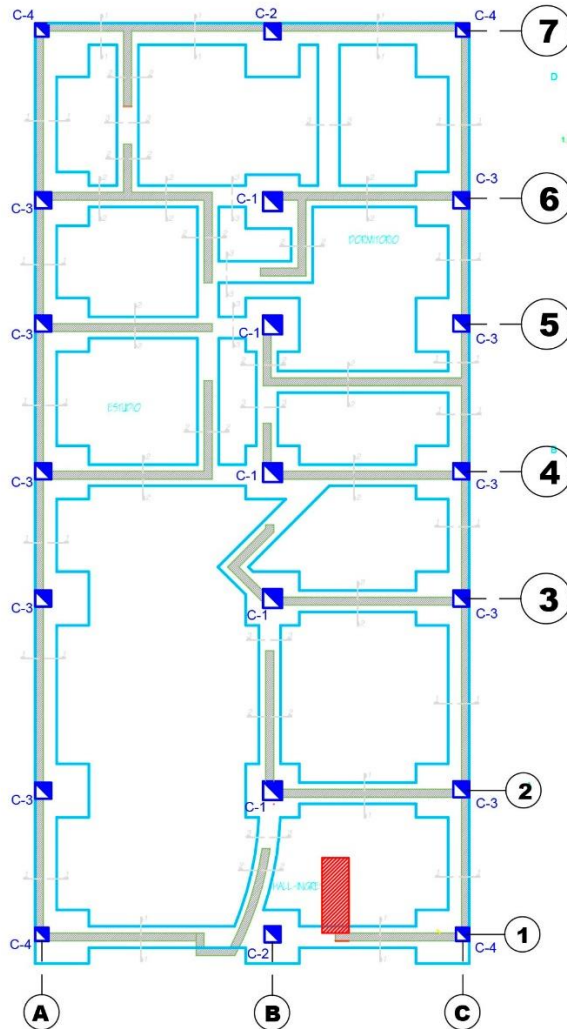
VB-2(10x40)

CUADRO DE GANCHOES STANDARD EN VARILLAS DE PUNDETRAS CONFORMADAS	
h	NOTA:
1	EL GANCHO SE ENTERRA EN EL FONDO DE LA PUNDETRA, DE 10cm Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm.
2	Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm.
3	Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm.
4	Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm.
5	Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm.
6	Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm.
7	Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm.
8	Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm.
9	Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm.
10	Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm Y LA VARILLA DEBE SER DE 10cm.

UCV
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TITULO	VIVENDA MULTIFAMILIAR	SECCION	1-02
PROFESOR	DR. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ	PROFESOR	FRANCISCO JAVIER GONZALEZ
ESTUDIANTE	DR. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ	ESTUDIANTE	FRANCISCO JAVIER GONZALEZ
PROYECTO	PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL	PROYECTO	PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL
FECHA	2023-08-20	FECHA	2023-08-20

E-2



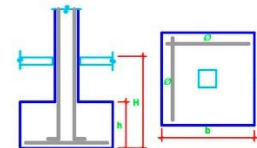
DETALLE DE CIMENTACION
ESC: 1/20

DETALLE DE COLUMNAS
ESC: 1/25

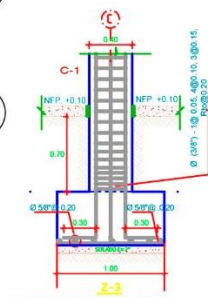
	C-1	C-2	C-3	C-4
Ø	Ø 300	Ø 300	Ø 300	Ø 200
Reinforcement	8 Ø (3/4") 4Ø 10, 3Ø 10, 1Ø 10 @ 20	8 Ø (5/8") 4Ø 10, 3Ø 10, 1Ø 10 @ 20	8 Ø (5/8") 4Ø 10, 3Ø 10, 1Ø 10 @ 20	4 Ø (5/8") 4Ø 10, 3Ø 10, 1Ø 10 @ 20

CUADRO DE ZAPATAS

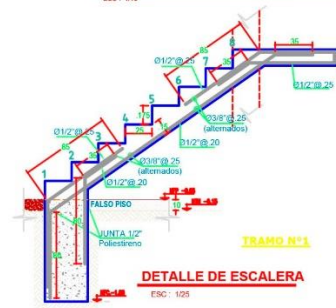
TIPO	a	b	H	h	ACERO (Ø)
Z-1	1.00	1.00	1.20	0.50	Ø 5/8" @ 0.20 AMBOS SENTIDOS



ESPECIFICACION LADRILLO MORTERO
ESC: 1/10



DETALLE DE ZAPATAS
ESC: 1/25



DETALLE DE ESCALERA
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS

OBRAS DE CONCRETO SIMPLE CIMENTOS De cemento adalpe en proporción CH-110-20 N.P.G. OBRAS DE CONCRETO ARMADO VIGA DE CIMENTACION COLUMNAS VIGAS DE AMARRE ACERO DE REFUERZO Acero ASTM - GRADO 60; Fy = 4200 K/g/cm ²	MUROS Y TABIQUES DE ALBAÑILERIA Resistencia especifica de masa Tipo de mortero C3 = 1:3 La mortera será de ladrillo de arcilla largo de 0.05 x 0.13 x 0.23 y tendrá como máximo un 20 % de espesor de las juntas de mortero en su 1.50 cm. máximo. RESISTENCIA DE TERRENO Resistencia de Terreno = 1.8 K/gi/cm ² RECUBRIMIENTOS COLUMNAS = 2.5 cm VIGAS DE AMARRE = 2.5 cm
--	--

UCV UNIVERSIDAD COTACALLI
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO	VIVENDA MULTIFAMILIAR	ESCALA	1:100
PROFESOR	DR. FRANCISCO CHAVEZ VIDYTY	FECHA	06/09/2018
ALUMNO	AV. ESTUDIANTE IF 248-RESPONSIONA-IMARIZ-INDASH	PLANO	A/B
ESPECIALIDAD	ARQUITECTURA I ESTRUCTURA	E-3	
ALUMNO	-CHAVEZ CASARDO FRANKLIN - CALVO VERA RAPHAEL		

ANEXO 05: PANEL FOTOGRÁFICO

Imagen 01: excavación para extracción de la muestra de calicata:



Imagen 2: establecer la ubicación UTM con GPS.



Imagen 3: visualización de ubicación del terreno en GPS.



Imagen 4: procedimiento de la excavación en el punto de ubicación.



Imagen 5: completando la profundidad para toma de muestra.



Imagen 6: personal de laboratorio de suelos supervisando.



Imagen 7: personal de laboratorio de suelos supervisando.



Imagen 8: colocacion de coordenadas en el punto de trabajo.



Imagen 9: verificando la profundidad mínima para toma de muestra 1.50 m.



Imagen 10: verificación del estudio topográfico.



Imagen 11: verificación del estudio topográfico.



Imagen 12: verificación del estudio topográfico.



Imagen 13: verificación del estudio topográfico.



ANEXO 06: DOCUMENTOS DE SIMILITUD



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Diseño sísmico por desempeño para una edificación de uso multifamiliar en la Ciudad de Huaraz - 2018”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

AUTORES:
Calvo Vega Raphael
Chavez Casón Franco Franklin Fidel

ASESOR:
Ing. Rivera Tena Felix

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
Diseño Sísmico y Estructural

HUARAZ - PERÚ
2018




- Home
- Check
- Clipboard
- Grid
- 27
- Filter
- Close
- Download
- Info

Resumen de coincidencias

27 %

Rank	Source	Percentage
1	amarengo.org Fuente de Internet	3 %
2	www.amarengo.org Fuente de Internet	3 %
3	mastersuniversitaris.u... Fuente de Internet	2 %
4	cybertesis.uach.cl Fuente de Internet	2 %
5	repositorio.upeu.edu.pe Fuente de Internet	1 %
6	repositorio.unicartagen... Fuente de Internet	1 %
7	revista.eia.edu.co Fuente de Internet	1 %
8	dspace.unitru.edu.pe Fuente de Internet	1 %

ANEXO 07: Acta de aprobación de originalidad de tesis

	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código	: F06-PP-PR-
		Versión	: 02.02
		Fecha	: 09
			: 23-03-2018
		Página	: 1 de 1

Yo, Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY Docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Huaraz, revisor (a) de la tesis titulada:

“DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018”, del (de la) estudiante CALVO VEGA, RAPHAEL constato que la investigación tiene un índice de similitud de 27% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Huaraz, 10 de diciembre de 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY

DNI: 40711879

Yo, Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY Docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Huaraz, revisor (a) de la tesis titulada:

“DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018”, del (de la) estudiante CHAVEZ CASIMIRO, FRANKLIN FIDEL constato que la investigación tiene un índice de similitud de 27% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Huaraz, 10 de diciembre de 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY

DNI: 40711879

ANEXO 08: Autorización de publicación de tesis en repositorio institucional UCV

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE TESIS EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL UCV	Código : F08-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
--	--	---

Yo CALVO VEGA, RAPHAEL identificado con DNI N° 33348084 Egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo (X), No autorizo () la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado : “DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018”; en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art.23 y Art. 33.

Fundamentación en caso de no autorización:

.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....

.....

Firma

DNI: 33348084

FECHA: 16 de Diciembre del 2018

Yo CHAVEZ CASIMIRO, FRANKLIN FIDEL identificado con DNI N° 42932690 Egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo (X) , No autorizo () la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado : "DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018"; en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art.23 y Art. 33.

Fundamentación en caso de no autorización:

.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....



.....
Firma

DNI: 42932690

FECHA: 16. de DICIEMBRE del 2018

ANEXO 08: Formulario de autorización de la versión final del trabajo de investigación



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:
CALVO VEGA, RAPHAEL

INFORME TÍTULADO:

“ DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE
USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: Domingo, 16 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: Quince (15)




FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN
DE E. P. INGENIERÍA CIVIL



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:
CHAVEZ CASIMIRO, FRANKLIN FIDEL

INFORME TITULADO:

“DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN DE
USO MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUARAZ - 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: Domingo, 16 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: Quince (15)



FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN
DE E. P. INGENIERÍA CIVIL