

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA



FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL - SEDE JAÉN

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO
RESISTENTE DEL EDIFICIO PRINCIPAL DE LA UNC - SEDE JAÉN**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ASESOR: Ing. Wilder Max Narro Martos

BACHILLER: Carlos Darwin Reyes Bernilla

JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ

2013

Dedicatoria

A mis estimados padres Félix y Virginia y a mis queridos hermanos por su apoyo en mi formación profesional.

Agradecimiento

A Dios por ser guía de mi sabiduría.

A mi familia, en especial a mis padres por su esfuerzo y sacrificio por forjarme ser mejor.

A toda la familia de ingeniería, compañeros, estudiantes, catedráticos y a universidades que comparten información valiosa, en especial al Dr. Genner Villarreal por aclarar mis consultas durante la tesis.

INDICE GENERAL	Página
Dedicatoria	i
Agradecimiento	ii
Índice de tablas	iv
Índice de figuras	vi
Resumen	vii
Abstract	viii
Introducción	ix
CAPÍTULO I. MARCO TEÓRICO	1
1.1 Antecedentes teóricos	1
1.2 Bases teóricas	2
1.3 Definiciones de términos.	15
1.4 Normas.	29
CAPÍTULO II. MATERIALES Y MÉTODOS	30
2.1 Ubicación geográfica y tiempo	30
2.2 Materiales experimentales	32
2.3 Materiales y equipos.	33
2.4 Método y diseño de la investigación.	33
2.5 Definición y operacionalización de variables	34
2.6 Evaluaciones realizadas.	35
2.7 Procedimiento.	36
2.7.1 Descripción del proyecto.	36
2.7.2 Estructuración.	44
2.7.3 Predimensionamiento de elementos principales.	48
2.7.4 Metrado de cargas de elementos principales.	56
2.7.5 Acero detallado en columnas.	59
2.7.6 Confinamiento, anclaje y traslapes o empalmes.	60
2.7.7 Asentamiento de la estructura.	61
2.7.8 Análisis sísmico.	65
CAPÍTULO III. RESULTADOS Y DISCUSION	82
CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	85
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86
ANEXOS	88
	iii

Índice de Tablas

Tabla 1 Valores del coeficiente C_0 cuando $\rho_0 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$	14
Tabla 2 Módulo de elasticidad del suelo	19
Tabla 3 Relación de poisson del suelo	20
Tabla 4 Factor de forma del suelo.	20
Tabla 5.1 Longitudes de anclaje para fierros en compresión y tracción.	27
Tabla 5.2 Longitudes de anclaje con gancho, en extensión recta (12 db)	28
Tabla 6.1 Tipificación de la investigación según los criterios más importantes.	33
Tabla 6.2 Datos ingresados al Sap2000 v14	34
Tabla 6.3 Definimos el Espectro de Respuesta	35
Tabla 7 Masas traslacionales y rotacionales de cada piso.	35
Tabla 8 Características del Edificio Principal UNC – Sede Jaén.	37
Tabla 9 Factores de reducción de resistencia - Norma Peruana	43
Tabla 10 Datos de los materiales.	44
Tabla 11.1 Clasificación de Columnas	53
Tabla 11.2 Cargas actuantes en cada columna	53
Tabla 11.3 Predimensionamiento de los lados de cada columna cuadrada.	55
Tabla 12 Predimensionamiento de zapata cuadrada.	56
Tabla 13 Cargas Muertas (CM) Actuantes	57
Tabla 14 Cargas vivas (CV) Actuantes	57
Tabla 15 Cargas Distribuidas en losas aligeradas	58
Tabla 16 Cargas en vigas peraltadas.	58
Tabla 17 Cargas para diseño de acero en SAP 2000.	59
Tabla 18 Distribución de acero en columnas detallado en el plano	59
Tabla 19 Cantidad de acero en columnas detallado en el plano	59
Tabla 20 Presión de trabajo en cada zapata	61
Tabla 21.1 Asentamiento por el método geotécnico en cada zapata	62
Tabla 21.2 Asentamiento diferencial en cada zapata, método geotécnico	63
Tabla 22.1 Asentamiento por el método analítico en cada zapata.	64
Tabla 22.2 Asentamiento diferencial en cada zapata, método analítico	65
Tabla 23 Carga muerta y viva actuantes en cada piso del edificio	66
Tabla 24 Cálculo de la cortante Basal, método estático.	74
Tabla 25 Distribución de la fuerza sísmica en altura	75

Tabla 26 Asentamiento máximo mediante SAP 2000 v14	76
Tabla 27 Modos de vibración, periodo fundamental y masa participativa.	78
Tabla 28.1 Desplazamientos en la dirección X-X.	79
Tabla 28.2 Desplazamientos en la dirección Y-Y.	79
Tabla 29.1 Factor de seguridad al Volteo - Dirección X – X	81
Tabla 29.2 Factor de seguridad al Volteo - Dirección Y – Y	81
Tabla 30 Área de acero calculado en columnas (Sap2000 v14)	81
Tabla 31 Comparación entre el acero del plano y acero calculado (Sap2000 v14).	82

Índice de Figuras

Figura 1 Interacción suelo-estructura.	21
Figura 2.1 Ubicación del departamento de Cajamarca en el Perú.	30
Figura 2.2 Ubicación de la ciudad de Jaén en la Región Cajamarca.	31
Figura 2.3 Provincia de Jaén y sus distritos.	31
Figura 2.4 Imagen satelital de la ubicación del edificio UNC-Sede Jaén.	32
Figura 3 Arquitectura primer piso	38
Figura 4 Arquitectura segundo piso	39
Figura 5 Arquitectura tercer piso	40
Figura 6 Arquitectura elevación	41
Figura 7 Sentido de techo y ejes del edificio.	49
Figura 8 Área de influencia de cada columna.	54
Figura 9 Detalle de armadura unión viga – columna.	61
Figura 10 Modelo 3D	67
Figura 11 Modelo en Planta	68
Figura 12 Modelo en Elevación	68
Figura 13 Modelo 3D con Zapata	76

RESUMEN

El objetivo de esta investigación fue evaluar el comportamiento estructural sismo-resistente del edificio principal UNC-Sede Jaén, al construirse el segundo y tercer nivel después de 15 años construido el primer piso. El estudio se realizó entre enero y junio del 2013, mediante análisis documental de los planos replanteados con las especificaciones técnicas de construcción del edificio. Se realizó el análisis sísmico según la norma técnica peruana E.030, mediante modelamiento en el software estructural SAP 2000 v14. El análisis sísmico dinámico se realizó mediante análisis espectral. Los desplazamientos laterales de entrepiso en la dirección X e Y determinados, no cumplen con la norma. La junta de separación sísmica fue de 4", superior al detallado en el plano. El factor de seguridad al volteo en las direcciones principales fue de 13,96 y 6,59 respectivamente; mayor a 1,50 que establece la norma, siendo estable el edificio. En el análisis sísmico estático se estimó los asentamientos diferenciales en zapatas con el método de Winkler, los cuales cumplen con la norma E.050. Del análisis documental de los planos, la ductilidad del concreto y el acero, y la ductilidad local de confinamiento, traslape y anclaje; se determinó que los elementos estructurales están diseñados de acuerdo a la norma E.060 y las exigencias sísmicas. La conclusión fue que el edificio principal del UNC-Sede Jaén no cumple con los requisitos fundamentales para un adecuado comportamiento estructural sismo-resistente por no cumplir con la norma técnica E.030.

Palabras clave: Comportamiento estructural, sismo-resistencia, software estructural, análisis sísmico, análisis espectral, estructura, ductilidad, asentamiento, concreto, proceso constructivo, confinamiento.

ABSTRACT

The objective of this investigation was to evaluate the structural behavior resistant earthquake of the principal building UNC-Seat Jaen, the second and third level constructs itself after 15 years constructed the first floor. The study was realized between January and June, 2013, by means of documentary analysis of the drawing restated with the technical specifications of construction of the building. The seismic analysis was realized according to the technical Peruvian norm E.030, by means of simulation in the structural software SAP 2000 v14. The seismic dynamic analysis was realized by means of spectral analysis. The lateral displacements of floor in the direction X and Y determined, they don't expire with the norm. The meeting of seismic separation was of 4", higher to detail in the plane. The safety factor to I roll over in the principal directions it was of 13,96 and 6,59 respectively; bigger than 1,50 that establishes the norm, being stable the building. In the seismic static analysis the differential settlement were estimated in shoes by Winkler's method, which expire with the norm E.050. Of the documentary analysis of the drawing, the ductility of the concrete and the steel, and the local ductility of confinement, join and anchorage; has determined that the structural elements are designed in accordance with norm E.060 and the seismic requirements. The conclusion was that the principal building of the UNC-Seat Jaen doesn't expires with the fundamental requirements for in adapting structural behavior resistant earthquake for not expiring with the technical norm E.030.

Key words:

Structural behavior, earthquake resistance, structural software, seismic analysis, spectral analysis, structure, ductility, accession, I make concrete, process constructive, confinement.

INTRODUCCIÓN

El Perú es un país altamente sísmico y según la clasificación mundial le corresponde 9 grados en la escala Mercalli Modificada. Cerca de 18 millones de peruanos viven en zonas sísmicas y están expuestos a las constantes amenazas de ocurrencias de sismos. La Norma Peruana de Edificaciones de los años 90 no contemplaba un diseño Sismo-Resistente riguroso como la actual, por lo que los edificios construidos hace más de 15 años deben ser evaluadas estructuralmente para ser reforzadas si lo amerita, de manera tal que se pueda cumplir con los requerimientos de la norma E.030 vigente, previo a la adición de pisos, sobre la estructura existente, como ha pasado en el edificio principal de la UNC–Sede Jaén. Éste fue construido a nivel de un piso a mediados del año 1992 y en el año 2006 se construyó los dos pisos siguientes, no obstante, se ignora en qué medida se modifica comportamiento sismo-resistente del edificio. Este comportamiento no ha sido estudiado hasta la fecha con la profundidad requerida, de manera tal que nos permita tomar medidas preventivas, minimizar los daños y los riesgos relacionados a la protección de la integridad de los estudiantes, docentes y trabajadores; y si fuera el caso reforzar la estructura. Además debemos tener presente que existe un silencio sísmico en la región costa norte y selva de nuestro país.

Esta investigación nace ante la pregunta: ¿Cuál es el comportamiento estructural sismo-resistente del edificio principal de la UNC–Sede Jaén?, bajo la siguiente hipótesis: el edificio construido en periodos diferentes cumple con los requisitos fundamentales para un adecuado comportamiento estructural sismo-resistente de la norma peruana. Para el análisis de la información se utilizó los planos de arquitectura y algunos planos de estructuras replanteados del edificio como análisis documental teniendo que en el proceso constructivo se consideró las especificaciones técnicas de los planos. La capacidad portante del suelo es de $0,95 \text{ kg/cm}^2$. El edificio se modeló en el software estructural SAP2000 v14 de acuerdo a la norma E.030 y la norma del RNE – 2006, y los resultados obtenidos se compararon con los planos de la estructura ya existente.

Este estudio de investigación reducirá el riesgo de colapso de la estructura, permitiendo que esta sea reparada y reforzada para soportar eventos importantes de sismo.

El alcance de la investigación permitirá resolver daños estructurales de edificación por lo que la limitación de los resultados será solo para la estructura en estudio no permitiéndose generalizaciones para otras estructuras.

CAPÍTULO I. MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes teóricos

1.1.1 Antecedentes internacionales

En el ámbito internacional edificios escolares se han derrumbado frecuentemente durante terremotos recientes. Unos pocos ejemplos son el terremoto de Bhuj de 2001 ($M_w = 7,7$) en India, donde murieron 971 estudiantes y 31 maestros (Jain 2004), el terremoto de Kashmir de 2005 ($M_w = 7,6$) en Pakistán donde murieron cerca de 19.000 niños, la mayoría de ellos en el derrumbe de edificios escolares que fueron afectados en una proporción mucho mayor que otros edificios (EERI 2006), y el terremoto de Sichuan en 2008, China, ($M_w = 7,9$) que destruyó por lo menos 6,898 escuelas matando miles de alumnos y maestros; el Ministerio de la Vivienda y Desarrollo Rural de China ha ordenado a las autoridades locales que investiguen los colapsos (EERI 2008). De siete edificios de concreto reforzado que se derrumbaron durante el terremoto ($M_w = 6,9$) de Cariaco de 1997 en el Estado Sucre, cuatro fueron edificios escolares. Los edificios derrumbados son representativos de dos tipos de escuelas construidos hace varias décadas: El tipo Antiguo I y el tipo Cajetón. Las fallas fueron principalmente el resultado de deficiencias estructurales que son comunes en estructuras construidas con las normas antiguas: poca resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía, y columnas cortas creadas por paredes de relleno que potencian los modos de falla frágil (López et al. 2007).

1.1.2 Antecedentes nacionales

El Perú se ubica sobre el Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo tanto estamos consideramos como una zona considerada de alta sismicidad. Los sistemas de fallas activas que existen en el interior del país extienden el peligro sísmico a otras zonas como Cusco, Ayacucho, Huancayo, Moyobamba, Satipo, Cajamarca, la sierra de la Libertad y Ancash, Arequipa, entre otros; representando un serio peligro potencial para las poblaciones e infraestructura.

Un sismo de magnitud 7,9 en la escala de Richter ocurrió a las 18:41 horas el 15 de agosto de 2007 en la parte central de la costa de Perú, a cerca de 150 Km. al sur de Lima. El terremoto causó alrededor de 600 muertos y más de 2,000 lesionados, ocasionando daños en instalaciones de agua y alcantarillado, hospitales, escuelas y otras infraestructuras.

Según cifras del INEI; 52,154 viviendas fueron totalmente destruidas, 23,632 viviendas fueron severamente dañadas y 116,706 viviendas afectadas por el terremoto. La Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA), confirmó la importancia de promover la reconstrucción de viviendas sismo-resistente para reducir el riesgo de futuros daños por terremotos (Agencia de Cooperación Internacional del Japón y Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2009).

1.1.3 Antecedentes locales

La Región Cajamarca dentro de la zonificación de nuestro territorio se encuentra ubicada en la zona de mayor sismicidad, una muestra de ello es que el año 2005 se presentó dos epicentros dentro de nuestra región, el 11 de abril en el paraje de Socchagón a 28 Km. de la ciudad de San Marcos y el otro en la ciudad de Jaén, lo cual nos hace pensar que es posible que años anteriores se estuvo presentando posiblemente un silencio sísmico que de alguna forma ha iniciado un proceso de liberación de energía, lo cual es muy importante por cuanto va a permitir tener sismos de menor magnitud (Plan regional de prevención y atención de Desastres – Región Cajamarca 2006)

1.2 Bases teóricas

1.2.1 Causas y Efectos de los Sismos.

Bazán y Meli (2000), inician exponiendo que los sismos, son terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generados por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, caída de techos de cavernas subterráneas, explosiones y de origen tectónico, éste último desde el punto de vista de la ingeniería son los más

severos e importantes, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza.

Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto el borde de las placas y producen esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de las rocas, poniendo en peligro las edificaciones que sobre ella se emplazan, por las sollicitaciones en la base de la estructura. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan grandes fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden inducirla a la falla.

1.2.2 Efectos Sísmicos en los Edificios.

Bazán y Meli (2000), mencionan que el movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales, siendo las primeras las más críticas. La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre en forma distinta a la del mismo suelo, estas fuerzas no sólo es función de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen también de las propiedades de la estructura misma, además por una parte las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de otras propiedades que definen su forma de vibrar.

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios, es decir la base de éste tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir dinámicamente, generándose fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura.

Cuando el movimiento del suelo es brusco con ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas; mientras que, si el movimiento es lento, con periodos largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y por ende fuerzas de inercia mayores.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentra las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que depende de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y

deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad del edificio, resultando críticos las fuerzas en las uniones entre los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en las columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación.

1.2.3 Respuesta Sísmica de los edificios a la Acción Sísmica.

A medida que la intensidad de la excitación aplicada a un edificio aumenta, se genera cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta, es decir, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez disminuye y el amortiguamiento aumenta. La magnitud de estas modificaciones depende del tipo de sistema y de los materiales, así, el acero se mantiene en el rango elástico ante niveles altos de esfuerzos, mientras que, el concreto se ve disminuida su rigidez cuando los esfuerzos a compresión superan el 50% por el agrietamiento de su sección (Bazán y Meli 2000).

1.2.4 Daños estructurales más comunes.

La causa más frecuente de colapso de edificios es la insuficiente resistencia a la carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas y/o muros). Las fuerzas de inercia distribuidas desde la parte superior hasta la parte inferior generan fuerzas cortantes que deben ser resistidas por los elementos verticales. Un requisito básico para una adecuada resistencia a sismos es la existencia de un área transversal de muros o columnas suficientes para resistir dichas fuerzas cortantes.

Para un correcto comportamiento sísmico, la resistencia no es el único factor importante, la capacidad de deformación, o la ductilidad, es una propiedad que puede salvar un edificio del colapso. El detallado de las secciones para evitar una falla frágil y proporcionar capacidad de deformación es un aspecto básico de diseño.

Las conexiones entre elementos estructurales son zonas críticas para la estabilidad de la estructura, por la concentración elevada y compleja de esfuerzos, que han dado a numerosos casos de falla.

Particularmente son críticas las conexiones entre muros estructurales y losas de entrepiso, y entre viga y columnas en estructuras aporticadas (Bazán y Meli 2000).

1.2.5 Ingeniería Sismo-Resistente

Villarreal (2008), lo define como la combinación de una serie de conceptos, que considerados de manera integrada, permiten el diseño de una construcción capaz de resistir los efectos de los “sismos razonablemente más fuertes” que se puedan presentar en el futuro en la localidad.

1.2.6 Filosofía del Diseño Sismo-Resistente.

El RNE E.030 (artículo 3, 2006), lo enfoca en tres aspectos fundamentales:

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

1.2.7 Principios del Diseño Sismo-Resistente

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

1.2.8 Requisitos fundamentales para un adecuado comportamiento estructural sismo-resistente.

Fernández (2010), lo clasifica en tres requisitos fundamentales:

- a) **Resistencia.** La estructura debe ser capaz de soportar el sistema de cargas verticales y horizontales, estáticas y dinámicas, que actúen sobre ella.
- b) **Rigidez.** Los desplazamientos horizontales deben ser pequeños.
- c) **Ductilidad.** Para que en determinadas zonas pueda tener un comportamiento inelástico, lo que significa fisuración, sin perder su resistencia ni que se produzca una falla frágil. Se trata de buscar un comportamiento elástico durante sismos leves e inelástico durante sismos severos.

1.2.9 Simplicidad y Simetría

Blanco (1995), las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos, por dos razones:

- 1) Se puede predecir con mayor certeza el comportamiento sísmico de una estructura simple que de una compleja.
- 2) La habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor en estructuras simples que para las complejas.

Hacer un modelo para realizar un análisis estructural de un pórtico perfectamente definido o de una placa continua puede resultar sencillo y los resultados pueden resultar sencillo y los resultados pueden reflejar aproximadamente bien el comportamiento real, no siendo igual en estructuras complejas ya que las simplificaciones que se hacen para su modelamiento no aseguran su comportamiento real.

La simetría de la estructura en dos direcciones es deseable por las mismas razones; la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos. Las fuerzas de sismo se idealizan actuando en el centro de masas de cada piso, mientras las fuerzas que absorben los elementos estarán ubicadas en el centro de rigidez; sino existe coincidencia entre centro de masas y rigidez, no solo ocasionará movimiento de traslación sino además un giro en planta, llamado torsión, la cual hace incrementar los esfuerzos debidos al sismo, pudiéndose sobrepasar los esfuerzos resistentes y consecuentemente generando mayores daños en la estructura.

1.2.10 Resistencia y Ductilidad

Blanco (1995), menciona en su libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, que las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de sus elementos.

Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto de resistencia. Por lo tanto debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez, para garantizar la adecuada transferencia de cargas.

La característica fundamental de la sollicitación sísmica es su eventualidad. Ello se traduce en que un determinado nivel de esfuerzos se produce en la estructura durante un corto tiempo.

Por esta razón las fuerzas de sismos se establecen para valores intermedios de la sollicitación, confiriendo a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo otorgándole, una adecuada ductilidad. Esto requiere preparar a la estructura para ingresar a una etapa plástica, sin que se llegue a la falla. En la concepción de estructuras aporticadas, se debe tener en cuenta la ubicación de rotulas plásticas. El diseño debe tender a que estas se produzcan en los elementos que contribuyan menos a la estabilidad de la estructura. Por esta razón es que se produzca en las vigas, independiente al hecho que por estar más cerca de su resistencia última contribuyen a disipar más tempranamente la energía sísmica, otorgando ductilidad en los puntos en que ella es necesaria.

1.2.11 Rigidez Lateral

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario de proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales.

Las deformaciones importantes durante un sismo, ocasionan mayor efecto de pánico en los usuarios de la estructura, mayores daños en los elementos no estructurales y en general mayores efectos perjudiciales, habiéndose comprobado un mejor comportamiento en estructuras rígidas que en estructuras flexibles.

Las estructurales flexibles tienen la ventaja de ser más fáciles de analizar y de alcanzar la ductilidad deseada.

1.2.12 Estructuras sometidas a la acción de cargas sísmicas

Harmsen (2007), sostiene que los sismos generan movimientos oscilatorios en las estructuras sometidas a ellos. La magnitud de los desplazamientos depende principalmente de la rigidez de la estructura y de las características del movimiento del suelo. El comportamiento de la estructura frente a una sollicitación sísmica depende tanto de sus propias características como de las características del movimiento. Una estructura diseñada para resistir las cargas originadas por un sismo, en su totalidad, se comportará elásticamente en toda su vida útil. Sin embargo, si su resistencia es menor pero se le provee de ductilidad suficiente para desarrollar desplazamientos considerables, mayores que los correspondientes al límite elástico, la estructura también podrá responder satisfactoriamente a las mismas sollicitaciones. La razón de esto es que parte de la energía generada por el sismo es disipada por efecto del movimiento oscilatorio y de las deformaciones plásticas que presenta la estructura.

1.2.13 Requerimientos generales para el diseño de estructuras dúctiles.

El código del ACI-318-02 presenta recomendaciones especiales para el diseño de estructuras sometidas a cargas sísmicas cuyo cargas de diseño será estimado bajo la hipótesis que la estructura disipará energía en el rango inelástico y están basadas en el reconocimiento que la estructura puede desarrollar rótulas plásticas en algunos elementos. Por lo que la estructura original no experimente una pérdida excesiva de rigidez y por ende, el sistema no presente deformaciones exageradas. El criterio de "columna fuerte-viga débil" está relacionado con este concepto.

Este criterio consiste en diseñar la estructura para que las rótulas plásticas se desarrollen primero en los extremos de las vigas y que éstas se presenten en columnas sólo bajo sollicitaciones muy fuertes. Así se busca que el sistema portante de la estructura se mantenga hasta que el colapso total sea inminente (Harmsen 2007).

1.2.14 Análisis Modal Espectral.

Bazán y Meli (2000), al respecto indican que el análisis modal espectral implica el uso simultaneo de modos de vibrar y espectros de diseño. La respuesta sísmica de edificios también puede ser modal, es decir, podría hacerse encontrando en primer lugar los

modos y periodos de vibrar, aunque la excitación sísmica se define mediante acelerogramas de sismos reales o simulados en vez de espectros.

1.2.15 Características básicas para un sistema Estructural Sismo-Resistente.

Fernández (2010), aclara que independientemente del sistema estructural empleado, puede evaluarse las características Sismo-Resistente de una estructura mediante las siguientes características:

i. Debe ser estable ante cargas laterales.

Aunque a simple vista una estructura parezca sólida, o el simple hecho de haber sobrevivido muchos años, no implica que la estructura sea verdaderamente estable ante cargas laterales significativas. La estabilidad de la estructura está relacionada con aspectos que incluyen la capacidad de la cimentación para resistir empujes horizontales bajo cargas dinámicas.

ii. Debe ser liviana.

Las cargas sísmicas son fuerzas inerciales, es decir, dependen de la masa del edificio, puesto que son precisamente la combinación entre la masa de cada nivel y su respuesta diferencial ante la aceleración del suelo impartida por el sismo, lo que resulta en fuerzas relativas que pueden causar daño, colapso parcial o total. Así, a menor masa, menor sollicitación inercial.

iii. Debe ser regular en planta y en altura.

Las irregularidades en planta o en altura, en términos de masa, resistencia o rigidez, pueden ocasionar concentraciones de esfuerzos, o desviaciones entre los centros de masa y rigidez, que ponen en peligro la integridad de la estructura.

iv. Debe ser rígida.

Aunque la estructura sea estable y de forma regular, la deformación total ante cargas laterales depende en gran medida de su rigidez. A menor rigidez, mayor deformación; y a mayor deformación, mayor probabilidad de daños.

v. La cimentación debe ser compatible con el suelo.

El suelo debe ser compatible con el tipo de cimentación empleado. Así por ejemplo, un suelo blando puede no ser compatible con cimentaciones superficiales aisladas convencionales y un suelo rígido no requiere de cimentaciones profundas. Así mismo, existen taludes que pueden fallar como un conjunto, por lo que es necesario determinar la superficie de falla para garantizar que la cimentación se realice con la profundidad adecuada.

vi. La estructura tiene un sistema estructural apropiado.

No todo sistema estructural es apropiado para todo tipo de cargas. Las Normas vigentes reflejan estas experiencias. Sea cual fuere el sistema estructural utilizado, debe cumplir con ciertos requisitos mínimos de configuración y continuidad para garantizar su respuesta a las solicitaciones impuestas. Por ejemplo, los elementos verticales deben ser continuos desde la cimentación.

vii. La estructura está construida con materiales competentes.

Existen materiales que, debido a su propia naturaleza, tienen una pobre competencia ante cargas dinámicas. En cambio otros, pueden considerarse competentes para la fabricación de estructuras sísmo resistentes. Además, el nivel de la resistencia y la calidad de los materiales determinan en buena parte el desempeño de la edificación durante su vida útil.

Esta lista incluye:

- Concreto armado
- Albañilería reforzada (confinada o armada)
- Acero
- Madera

viii. La estructura presenta buena calidad de construcción.

Es posible determinar la calidad de la construcción mediante evidencias físicas de la propia edificación, tales como la textura superficial de los elementos y la precisión de la construcción, entre muchas otras.

ix. La estructura tiene capacidad de absorber y disipar energía.

Este aspecto es el más difícil de determinar sin un estudio exhaustivo y minucioso de la estructura. Depende de su diseño y su detallado. Por ejemplo, para que un pórtico tenga capacidad de disipar energía, debe detallarse con refuerzo adecuado, no sólo en cantidad sino en configuración. Así, los estribos deben cerrarse con ganchos de 135° y deben colocarse con un espaciamiento pequeño en las vecindades de las conexiones entre vigas y columnas y se debe proporcionar adecuadas longitudes de anclaje.

1.2.16 Interacción Suelo-Estructura.

Villareal (2009), en su “Libro Interacción Sísmica Suelo Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas”, resalta que en los últimos tiempos se está dando bastante importancia al problema de interacción suelo-estructura. En un sentido más generalizado, este problema puede ser formulado como un contacto dinámico entre la base y la estructura.

La actualidad de este tema consiste, en que, inclusive los primeros modelos dinámicos de interacción suelo-estructura han influido en el estado esfuerzo – deformación de la edificación. Sin embargo este problema aún está lejos de su verdadera formulación, ya que su modelo matemático correcto tiene un sin número de espectros de solución que merecen un trabajo científico serio. En las investigaciones actuales se han resuelto varios aspectos de este problema. Por ejemplo, cuando la base es considerada como un semiespacio elástico y la acción sísmica como un proceso ondulatorio, se resolvieron varios problemas de difracción de ondas en la cimentación, el cual ha determinado el carácter de la acción sísmica en la edificación.

Otra orientación más cercana a los métodos ingenieriles, se relacionan con determinados parámetros de rigidez de la cimentación, que se determinan en base a investigaciones experimentales o procesos teórico-experimentales, que consideran el carácter ondulatorio de la acción sísmica.

1.2.17 Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov.

Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan en el año 1948 propuso utilizar las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}K_z &= C_z \cdot A \\K_x &= C_x \cdot A \\K_\phi &= C_\phi \cdot I\end{aligned} \quad (1)$$

Donde:

C_z, C_ϕ – coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme;

C_x – coeficiente de desplazamiento elástico uniforme;

A – área de la base de la cimentación;

I – momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

Por cuanto los coeficientes C_x, C_z, C_ϕ , dependen no solo de las propiedades elásticas del suelo, sino de otros factores, es necesario analizarlos como ciertas características generalizadas de la base de fundación.

Se realizaron precisiones de tal modelo en base a las investigaciones teóricas, efectuadas por el científico O.A. Shejter para el problema de vibraciones forzadas de un cuño circular muy pesado, apoyado sobre un semiespacio elástico isotrópico pesado. Aunque la concepción de masa “adherida” del suelo, introducida por O.A. Shejter, no tuvo una repercusión directa, las investigaciones teóricas y experimentales permitieron identificar la dependencia de los coeficientes C_x, C_z, C_ϕ , con la presión estática p , que transmite la cimentación a la base.

La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base en el modelo D.D. Barkan – O.A.Savinov es:

$$\begin{aligned}
C_x &= D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \\
C_z &= C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \\
C_\varphi &= C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}
\end{aligned}
\tag{2.1}$$

Donde:

C_0, D_0 – coeficientes determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$;

Se pueden usar los valores del coeficiente C_0 cuando $\rho_0 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$, elegidos de acuerdo al tipo de suelo de la base de fundación, a través de la tabla 1.

ρ = presión de carga al que está sometido la zapata.

$$\rho = \frac{\text{Peso Edificio}}{\text{N}^\circ \text{ zapatas} \cdot \text{Area zapata}}
\tag{2.2}$$

a, b – dimensiones de la cimentación en el plano.

Δ – coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1 \text{ m}^{-1}$.

Para el coeficiente D_0 , como se mostraron en los experimentos, se puede utilizar la dependencia empírica:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0,5\mu} \cdot C_0
\tag{3}$$

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas:

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1-\mu^2} \cdot 10^{-3} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)
\tag{4.1}$$

$$D_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1+\mu)(1-0,5\mu)} \cdot 10^{-3} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)
\tag{4.2}$$

Donde:

E – módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0,1 - 0,2 kg/cm².

Tabla 1 Valores del coeficiente C_0 cuando $\rho_0 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$

Tipo de Perfil	Características de la base de fundación	Suelo	C_0 (kg/cm ²)
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compactada ($I_L < 0$)	2,2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2,6
S ₂	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0,25 < I_L \leq 0,50$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0,50$)	1,6
		Arena polvorosa densa y medio densa ($e \leq 0,80$)	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso independientes de su densidad y humedad	1,8
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,50 < I_L \leq 0,75$)	0,8
		Arena plástica ($0,50 < I_L \leq 1,00$)	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
S ₄	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($e > 1,00$)	0,6

Fuente: Interacción Sísmica Suelo Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas. Villarreal (2009).

Se puede indicar que el modelo dinámico analizado D.D. Barkan – O.A. Savinov es teórico – experimental, basado en la interacción de la cimentación con la base de fundación en forma de proceso establecido de vibraciones forzadas.

Esta suposición permitió diversas críticas fundamentadas científicamente, tratándose de su aplicación del determinado modelo en el cálculo sísmico de edificaciones considerando la interacción suelo-estructura. Esto es mucho más claro, porque es conocido que el sistema suelo-estructura ante sismos se analiza como un proceso ondulatorio no estacionario.

Como tema de tesis nos enfocaremos a determinar C_z para determinar el asentamiento o desplazamiento vertical de la estructura, el cual se verá más adelante.

1.3 Definición de términos.

1.3.1 Estructura

Es el armazón que le da forma a un edificio (esqueleto). Sostiene a un edificio, lo fija al suelo y hace que las cargas se transmitan a éste lo que hace resistente a una edificación ante movimientos sísmicos.

1.3.2 Cargas Estáticas.

San Bartolomé (1998), lo define como aquellas que se aplican lentamente sobre la estructura, lo cual hace que se originen esfuerzos y deformaciones de que alcanzan sus valores máximos en conjunto con la carga máxima. Estas solicitaciones no producen vibraciones en la estructura, y a su vez se clasifican en:

- **Cargas Permanentes o Muertas:** Son cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la estructura, como por ejemplo: el peso propio de la estructura y el peso añadido a la estructura (acabados, tabiques, maquinaria para ascensores y cualquier otro dispositivo de servicio que quede fijo en la estructura).
- **Carga Viva o Sobrecarga:** Son cargas gravitacionales de carácter movable, que podrían en forma esporádica sobre los ambientes del edificio. Entre estas se tiene: al peso de los ocupantes, muebles, nieve, agua, equipos removibles, etc.

1.3.3 Cargas Dinámicas.

Son aquellas cuya magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por lo que los esfuerzos y desplazamientos que originan sobre la estructura, también cambian con el tiempo; cabe indicar que el instante en que ocurre la máxima respuesta estructural, no necesariamente coincide con el de la máxima sollicitación. Estas cargas clasifican en:

- **Sismos:** Las ondas sísmicas generan aceleraciones en las masas de la estructura y por lo tanto, fuerzas de inercia que varían a lo largo del tiempo, sin embargo, las estructuras convencionales pueden ser analizadas empleando cargas estáticas equivalentes a las producidas por el sismo.

1.3.4 Predimensionamiento.

Villarreal (2008), describe que el proceso de diseño es un mecanismo iterativo el cual consiste en ir perfeccionando una propuesta de elementos inicial, hasta llegar a una propuesta óptima. Por esta razón se suponen secciones iniciales para los elementos en la estructura, como vigas principales y columnas, y con ellos se realiza un análisis estructural preliminar. La propuesta inicial de estas secciones no son definitivas, ya que a través del proceso de diseño se van optimizando las secciones de los elementos estructurales, sin embargo a partir de una buena selección inicial, se puede reducir el número de iteraciones necesarias.

1.3.5 Cimentación

Harmsen (2007), lo llama cimentación al elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

La cimentación se clasifica en las siguientes tipos.

a) Cimentación superficial.

Corresponde a zapata aislada o corrida el cual es una ampliación de un muro de carga de la estructura sobre un área grande de suelo y a losas de cimentación, el cual es más económico construir en suelos con baja capacidad de carga.

b) Cimentación profunda.

Se refiere a cimentaciones con pilotes y pilas perforadas para estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga.

1.3.6 Coeficiente de Balasto o reacción del subsuelo.

Braja (1999) en su libro “Principles of Foundations Engineering”, traducido al español considera que para efectuar el análisis para el diseño estructural de una losa flexible, deben conocerse los principios de la evaluación el coeficiente, K_s de reacción del subsuelo. Si una cimentación de ancho determinado está sometido a una carga por área unitaria de q , ésta sufrirá un asentamiento, Δ .

$$K_s = \frac{q}{\Delta} \quad (5)$$

El coeficiente de balasto es una relación conceptual entre la presión y la deformación del suelo que es muy usada en el análisis estructural de cimentaciones, generalmente para zapatas continuas, vigas, losas de fundación y varios tipos de pilotes.

Las unidades de K_s son lb/pulg^3 o kg/cm^3 , el valor del cociente de reacción del subsuelo no es una constante para un suelo dado. Éste depende de varios factores, como longitud, L y ancho, B , y también de la profundidad de empotramiento de ésta. En campo deben llevarse a cabo pruebas de carga por medio de placas cuadradas de $1\text{pie} \times 1\text{pie}$ ($0,30\text{m} \times 0,30\text{m}$), para calcular el valor de K_s .

La ingeniería de cimentaciones, como rama de la ingeniería civil posee en la actualidad más recursos de diseño, debido principalmente al avance de la tecnología en lo que se refiere a programas computacionales.

Estos son exactos en sus soluciones, pero su eficiencia depende de la calidad y correcto ingreso de los datos.

1.3.7 Asentamiento.

Braja (2001), define al asentamiento como la deformación elástica del suelo seco, húmedo y saturado cuando está sometido a un incremento de esfuerzos, que puede ser sin ningún cambio en el contenido del agua dentro del estrato o como resultado de un

cambio de volumen en suelos cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.

1.3.7.1 Cálculo del asentamiento.

1) Método Geotécnico.

a. Criterios de Asentamiento.

Terzaghi y Peck (1967) consideran que no es práctica una estimación precisa del asentamiento, ya que existen numerosos factores a ser considerados (propiedades del suelo, tamaño de zapata, profundidad de cimentación, ubicación del nivel freático, etc.). En condiciones normales se deben utilizar reglas simples y prácticas. Los cálculos refinados sólo se justifican si el subsuelo contiene estratos de arcilla blanda.

b. Métodos de Estimación de Asentamientos

Alva (2006), menciona que todos los métodos disponibles se basan en aplicaciones empíricas de la teoría de elasticidad. Se realizan dos simplificaciones generales.

- Las deformaciones son pequeñas e independientes del tiempo (masa constante).
- Los esfuerzos y las deformaciones se relacionan linealmente.

La aplicación de la teoría de elasticidad es empírica porque se realizan ciertas modificaciones (generalmente a las propiedades del material utilizadas en el análisis) para hacer las simplificaciones menos restrictivas.

Lo que usualmente se hace es asumir que la teoría elástica predice correctamente los cambios debidos a las cargas aplicadas, y que las "constantes elásticas" pueden obtenerse al realizar los ensayos de laboratorio apropiados. Tradicionalmente, el asentamiento de arcillas saturadas se considera en tres fases:

- ❖ ρ_i = asentamiento inicial, debido a la deformación a volumen constante.
- ❖ ρ_c = asentamiento por consolidación, ocurre al escapar la presión de poros del suelo y transferir la carga al esqueleto del suelo.

❖ ρ_s = consolidación secundaria, la compresión que ocurre a esfuerzo efectivo constante, después que se disipa la presión de poros (Alva 2006).

Como tesis de investigación tomaremos en cuenta el asentamiento inicial, para determinar el asentamiento en el edificio UNC-Sede Jaén.

c. Asentamiento Inicial

Los métodos más comunes emplean varias integraciones de la solución de Boussinesq para determinar el asentamiento de una carga puntual en la superficie de un semiespacio homogéneo, isotrópico y elástico.

$$S_i = \frac{qB(1-\mu^2)}{E_s} I_f \quad (6)$$

Donde:

S_i = asentamiento inicial (cm)

q = Presión de trabajo (ton/m^2)

B = Ancho de la cimentación (m)

E_s = Módulo de elasticidad (ton/m^2)

I_f = Factor de forma (cm/m)

μ = relación de poisson (adimensional)

Tabla 2 Factor de forma del suelo.

TIPO DE SUELO	Valores de I_f (cm/m)			
	Cimiento flexible			Rígida
Ubicación	Centro	Esquina	Medio	---
Rectangular				
$L/B = 2$	153	77	130	120
$L/B = 5$	210	105	183	170
$L/B = 10$	254	127	225	210
Cuadrada	112	56	95	82
Circular	100	64	85	88

Fuente: Diseño de cimentaciones. Alva (2006).

Tabla 3 Relación de poisson del suelo

TIPO DE SUELO	μ (-)
Arcilla	
Saturada	0,4 – 0,5
No saturada	0,1 – 0,3
Arenosa	0,2 – 0,3
Limo	0,3 – 0,35
Arena	
Densa	0,2 – 0,4
De grano grueso	0,15
De grano fino	0,25
Roca	0,1 – 0,4
Loes	0,1 – 0,3
Hielo	0,36
Concreto	0,15

Fuente: Diseño de cimentaciones. Alva (2006).

Tabla 4 Módulo de elasticidad del suelo

TIPO DE SUELO	Es (Ton/m ²)
Arcilla muy blanda	
Blanda	200 – 400
Media	450 – 900
Dura	700 – 2000
Arcilla arenosa	3000 – 4250
Suelos glaciares	1000 – 16000
Loes	1500 – 6000
Arena limosa	500 – 2000
Arena: Suelta	1000 – 2500
Densa	5000 – 10000
Grava arenosa: Densa	8000 – 20000
Suelta	5000 – 14000
Arcilla esquistosa	14000 -140000
Limos	200 – 2000

Fuente: Diseño de cimentaciones. Alva (2006).

2) Método Analítico.

Villarreal (2009), menciona que en su quehacer profesional, el Ingeniero Civil calcula y construye zapatas conectadas o cimientos corridos sobre bases elásticas (suelo de fundación), pudiéndolo hacer en forma independiente y sometiéndolo a las cargas de la superestructura (edificación). Por ello, para la solución de problemas ingenieriles, se utilizan métodos aproximados, cuya fundamentación se basa en la dependencia entre la presión del suelo y el asentamiento de la cimentación, tal como se muestra en la figura N° 1.

Una de las hipótesis más conocidas es el Modelo de Winkler E., llamado también hipótesis de dependencia entre la reacción y el asentamiento.

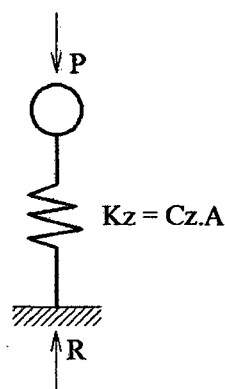


Figura 1 Interacción suelo-estructura.

En dicho modelo, se considera solo un módulo de balasto, comúnmente conocido como coeficiente de subrasante o de compresión elástica uniforme, el cual se puede obtener en forma experimental, a través de ensayos de laboratorio o tablas. Teniendo en cuenta la hipótesis de las características principales de cálculo de vigas sobre bases elásticas, determinamos el coeficiente de proporcionalidad:

$$R = K_z \cdot u \quad (7)$$

Donde:

R = Es la reacción del suelo respecto al peso de la estructura.

u = Es el asentamiento del suelo.

K_z = Es la rigidez equivalente del suelo

$$K_z = C_z \cdot A \quad (8)$$

Donde:

C_z = coeficiente de Balasto; se determina con el Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov.

A = área de la zapata

Cabe indicar que P, representa la carga actuante en la columna más el peso de la zapata, por lo tanto:

$P = \text{Peso en columna} + \text{Peso de zapata}$

Por equilibrio de fuerza $P = R$

Por lo tanto reemplazando en la ecuación (7) tenemos:

$$P = K_z \cdot u = C_z \cdot A \cdot u \quad (9)$$

El asentamiento tolerable en suelos flexibles es de 1.5cm como máximo.

1.3.8 Zapatas Aisladas

Harmsen (2007), lo define como losas rectangulares o cuadradas que sirven de apoyo a las columnas, con peralte constantes o variable. Las zapatas aisladas son del tipo más usual de cimentación por ser más económica. La columna puede ser centrada o excéntrica, aunque el primer caso es el más común.

Las zapatas pueden ser de concreto simple o de concreto armado. Sin embargo las primeras no se usan en zonas sísmicas.

- **Zapata Centrada.** Elemento estructural de concreto armado cuya función es la de recibir las cargas provenientes de la columna (de menor área) y transmitir las al terreno portante por medio de la zapata (de área mayor) repartiendo así mejor las cargas a través de una mayor área.
- **Zapata Excéntrica.** Cuando la columna está a un lado del centro de la zapata. Se usa generalmente para columnas aisladas en el perímetro del terreno.
- **Zapata Esquinada.** Cuando la columna está en una de las esquinas de la zapata. Se usa generalmente para columnas aisladas y que se encuentren en las esquinas del terreno a construir.

1.3.9 Zapatas Combinadas

Harmsen (2007), lo define como zapata común que alinean a dos o más columnas. Se utilizan cuando la distancia entre éstas es reducida o cuando la capacidad portante del terreno es tan baja que se requieren zapatas de gran área lo que ocasiona que estas se traslapen.

Si las zapatas de las columnas exteriores de una edificación está condicionada por los límites de propiedad, generándose, excentricidades en la zapata que no pueden ser resistidas por la columna. La presión del suelo no es uniforme y es imposible conseguir que los esfuerzos sean menores que la capacidad portante del terreno. En estos casos, es conveniente usar zapatas combinadas.

1.3.10 Zapatas Conectadas

Las zapatas conectadas consisten en dos zapatas independientes unidas a través de una viga de cimentación. Este elemento busca transmitir el momento generado por la excentricidad que se presenta en la zapata exterior, a la zapata interior por lo que la zapata exterior se dimensiona alargada para que tenga la menor excentricidad. La viga debe ser lo suficientemente rígida como para garantizar esta transferencia y debe ser capaz de resistir las cargas transmitidas.

Es idóneo plantearlas cuando la columna interior más cercana está algo alejada de la columna exterior y las cargas son pequeñas, resultando la zapata combinada larga, estrecha y sometida a momentos flectores elevados en el voladizo.

1.3.11 Columnas

Elementos estructurales que soportan tanto cargas verticales (peso propio) como fuerzas horizontales (sismos y vientos) y trabajan a flexo – compresión.

1.3.12 Muros

Elementos estructurales que transmiten fundamentalmente cargas verticales y que permiten el cierre de los espacios. Aunque son malos aislantes térmicos y acústicos, se usan mucho en la construcción por sus propiedades resistentes. Por las cargas que reciben, pueden clasificarse en muros portantes, muros no portantes y muros estructurales o de corte.

Clasificación:

- **Muros Portantes:** Su función básica es soportar cargas, en consecuencia, se puede decir que es un elemento sujeto a compresión. Pero frente a un sismo deben resistir esfuerzos cortantes, tracciones y compresiones por flexión.
- **Muros de corte:** Pueden ser de concreto o albañilería, siendo su función estructural la de absorber las fuerzas generadas por sismos y/o fuerzas del viento, disminuyendo los esfuerzos de las columnas.
- **Muro no Portante:** No es un elemento estructural, su función básica es aislar o separar, debiendo tener características tales como acústicas y térmicas, impermeable, resistencia a la fricción o impactos y servir de aislantes según lo requerido, también denominados tabiques.

1.3.13 Muros Estructurales o Placas.

Son elementos que transmiten las cargas a los cimientos. Soportan las losas y techos además de su propio peso resisten las fuerzas horizontales causadas por un sismo o el viento. La resistencia depende de las condiciones geométricas en cuanto a altura, longitud y espesor. Las placas no pueden ser modificadas o eliminadas después de ser construidas, tampoco deben de instalarse longitudinalmente tuberías de desagües o de energía debido a que debilitan su resistencia

Las placas son necesarias en toda edificación en zona sísmica y nacen desde el cimiento.

1.3.14 Vigas

Resisten cargas transversales en ángulo recto con respecto al eje longitudinal de la viga. Trabaja a flexión. Recibe las cargas de las losas transmitiéndolas a las columnas y/o muros. Sus apoyos se encuentran en los extremos.

1.3.15 Vigas de cimentación y losas sobre terreno

Harmsen (2002), menciona que las losas sobre terreno no son estructurales, pero si por razones sísmicas forman parte del sistema sismo-resistente, deben diseñarse y construirse de acuerdo a este código, como diafragmas estructurales. Si las vigas de cimentación actúan como tirantes horizontales entre zapatas deben tener refuerzo

longitudinal continuo que se anclará en las columnas soportadas o dentro de las zapatas. La menor dimensión en las vigas de conexión será $\geq l_n/20$ pero no necesitan ser mayores de 45 cm., con estribos corridos con $S \leq 30$ cm. Estas vigas de conexión forman parte de un solado sujeto a flexión proveniente de columnas que forman parte del sistema sismo resistente se diseñarán como vigas de pórticos resistentes.

1.3.16 Losas

Elemento estructural plano cargado con fuerzas perpendiculares a su plano (cargas vivas y muertas). Separa horizontalmente un nivel o piso de otro, la cual sirve de techo para el primer nivel y de piso para el segundo. Debe garantizar el aislamiento del ruido y del calor. Trabajan a flexión

Dependiendo del material a ser utilizado pueden ser diafragmas flexibles o rígidos.

a) Losa Aligerada

Es la que se realiza colocando en los intermedios de los nervios estructurales, bloques, ladrillos, casetones de madera o metálicas (cajones) con el fin de reducir el peso de la estructura. A menos masa mejor el comportamiento de la estructura ante un sismo

b) Losa Maciza

Es una losa monolítica, que es la mezcla de concreto y varillas de acero. A mayor espesor mayor rigidez pudiendo cubrir mayor distancia entre sus apoyos.

1.3.17 Acero

Estructuras esbeltas, debe tenerse cuidado con el pandeo de piezas; el costo para este tipo de estructuras dependerá del peso de toda la edificación, el factor tiempo en la construcción es muy favorable por la rapidez del ensamblado.

1.3.18 Concreto

Elemento más robusto en su sección pero más económico. Tiene en su interior refuerzos en base a varillas de acero.

1.3.19 Ductilidad.

Harmsen (2007), en referencia al código ACI define a la ductilidad como la capacidad que tienen las estructuras de disipar energía en el rango inelástico cuando están sometidas a la acción de cargas sísmicas, es decir, la capacidad de sostener un movimiento oscilatorio con incursiones en el rango inelástico sin una pérdida considerable de su resistencia, de tal forma que el sistema portante de la estructura se mantenga hasta que el colapso total sea inminente.

La ductilidad de una estructura está en función de los siguientes parámetros:

- **Del Análisis de la estructura.** La estructura sometida a movimientos sísmicos se analiza, asumiendo un comportamiento elástico, bajo la acción de cargas horizontales estimadas, reducidas por un factor que depende de su ductilidad que en nuestro medio es especificado por la Norma Peruana de Diseño Sismo-Resistente. El máximo desplazamiento inelástico se estima multiplicando el desplazamiento obtenido del análisis anterior por un factor mayor que la unidad. La Norma Peruana exige que este factor sea igual al 75% del factor de reducción utilizado para calcular las cargas sísmicas reducidas.
- **Factor de reducción de resistencia.** Este factor nos permite determinar cargas sísmicas reducidas para obtener un mejor estimado de los desplazamientos horizontales de la estructura, por ejemplo el factor de reducción de resistencia al corte será reducido a 0.6 en los elementos estructurales cuya resistencia al corte es menor que la fuerza cortante correspondiente al desarrollo de su resistencia a la flexión.
- **Materiales.** El concreto tendrá una resistencia a la compresión mayor que 210 kg/cm² y su resistencia máxima será 350 kg/cm² si está elaborado a base de agregados ligeros. El acero destinado a resistir solicitaciones sísmicas deberá cumplir con los requerimientos de la norma ASTM A-706.

Estas limitaciones pretenden evitar que los esfuerzos cortantes y de adherencia se eleven al desarrollarse rótulas plásticas en los elementos ya que ello puede ocasionar su falla frágil.

- **Empalmes.** Empalmes traslapados. Se permitirán en varillas < # 11 y solo en las zonas permitidas para ellos, tanto en elementos a flexión como a flexo compresión. Los empalmes se diseñarán para desarrollar esfuerzos de tracción y tendrán en toda su longitud estribos de confinamiento. En vigas $S \leq d/4$ y $S \leq 10$ cm.
- **Anclajes.** Los anclajes que resistan fuerzas de sismo en regiones de sismos moderados o altos o diseñados para performances moderadas o altas cumplirán los requisitos adicionales de D.3.3 del apéndice D del ACI-318-02

1.3.20 Traslapes (empalme).

Blanco (1995), sostiene que los empalmes en columnas se efectúan comúnmente en la zona ubicada encima del nivel de piso, sin embargo, si se piensa que en esta zona existe una mayor cantidad de estribos (por ser zona de confinamiento), y que allí están ubicados los mayores momentos en las columnas deberíamos concluir que allí no es la zona ideal para los empalmes, tanto por ser zona congestionada por estribos como por ser zona de esfuerzos altos.

Por lo tanto se puede considerar que empalmar en el tercio central de la altura de la columna (entre pisos) es mucho mejor, ya que en esa zona los momentos son mínimos y el confinamiento que ocasiona dificultad en el armado no existe.

1.3.21 Anclaje

Para que el concreto y el acero trabajen en conjunto es necesario que estén íntimamente unidos entre sí, a dicha unión se denomina adherencia.

- Anclaje de barras corrugadas sometidas a compresión y tracción.

Tabla 5.1 Longitudes de anclaje para fierros en compresión y tracción.

Denominación	Diámetro Pulgada	Área cm ²	f'c Kg/cm ²	Longitud de anclaje (cm)	
				Tracción	Compresión
#6	3/4"	2,84	280	48	39
#8	1"	5,1	280	77	51

Fuente: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Blanco (1995)

La adherencia representa una fuerza a lo largo del perímetro de las barras, y será necesaria una cierta longitud para poder desarrollar una fuerza resistente igual a la

máxima que puede ser transmitida por la barra de refuerzo. A esta longitud se denomina longitud de desarrollo o anclaje.

- Cuando se usa anclaje con gancho.

Tabla 5.2 Longitudes de anclaje con gancho, en extensión recta (12 db)

Denominación	Longitud de anclaje (cm)
#6	25
#8	31

Fuente: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Blanco (1995).

1.3.22 Gancho Estándar.

Blanco (1995) afirma que las barras de refuerzo en su terminación pueden doblarse formando ganchos de diversos tipos; si estos gancho se uniformizan y cumplen con los siguientes requisitos se denominan ganchos estándar.

- a) En barras longitudinales:
 - Doblez de 180° más extensión mínima de 4 veces el diámetro de la barra pero siempre mayor a 6,5 cm.
 - Doblez de 90° más extensión mínima de 12 veces el diámetro de la barra.
- b) En estribos:
 - Doblez de 135° más extensión mínima de 10 veces el diámetro de la barra.

1.3.23 Confinamiento.

El refuerzo transversal deberá cumplir con los requerimientos de diseño de fuerza cortante y confinamiento.

Estribos:

- a) Todas las barras longitudinales deben ser confinadas por estribos cerrados.
- b) En columnas se usarán de diámetro de 3/8" como mínimo en el caso de barras longitudinales hasta 1", para el caso de diámetros mayor se usarán estribos de 1/2" de diámetro como mínimo.
- c) El espaciamiento máximo entre estribos deberá ser el menor de:

- 16 veces el diámetro longitudinal.
- La menor dimensión de la columna.
- 30 cm.

1.4 Normas.

Bases para el diseño estructural en el Perú (códigos y normas). Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) – 2006.

- **Norma E.020:** Determinación de Cargas: pesos propios o carga muerta y sobre cargas o carga viva de elementos estructurales.
- **Norma E.030:** Diseño Sismo-Resistente. Análisis sísmico estático y dinámico.
- **Norma E.050:** Aspectos relativos a Suelos y Cimentaciones. Nos permite diseñar la cimentación de una edificación, de manera tal que no se exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo, determinar asentamientos y además asegurando los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad.
- **Norma E.060 (Capítulo 21):** Diseño sísmico en Concreto Armado, el cual es en esencia un diseño por estados límites y más precisamente por estados límites últimos desarrollados por cualquier elementos, éste método es aplicable a cualquier sollicitación de fuerza como flexión, cortante, torsión, etc.

CAPÍTULO II. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Ubicación geográfica y tiempo

El edificio principal de la UNC – Sede Jaén está ubicado entre las calles Arana Vidal, Prolongación Manco Capac y Universidad, pertenecientes al sector Morro Solar Bajo de la ciudad de Jaén, geográficamente ubicada en la zona Nor Oriental del departamento de Cajamarca, provincia y distrito de Jaén a una altitud de 729 m.s.n.m cuyas coordenadas geográficas son $05^{\circ}42'15''$ de latitud sur y $78^{\circ}48'29''$ de longitud Oeste y cuyas coordenadas UTM (DATUM WGS 84, Zona 17 S) son 743445.83 E y 9367680.61 N.

En las siguientes figuras se presenta la ubicación específica del edificio.



Figura 2.1 Ubicación del departamento de Cajamarca en el Perú.



Figura 2.2 Ubicación de la ciudad de Jaén en la Región Cajamarca.

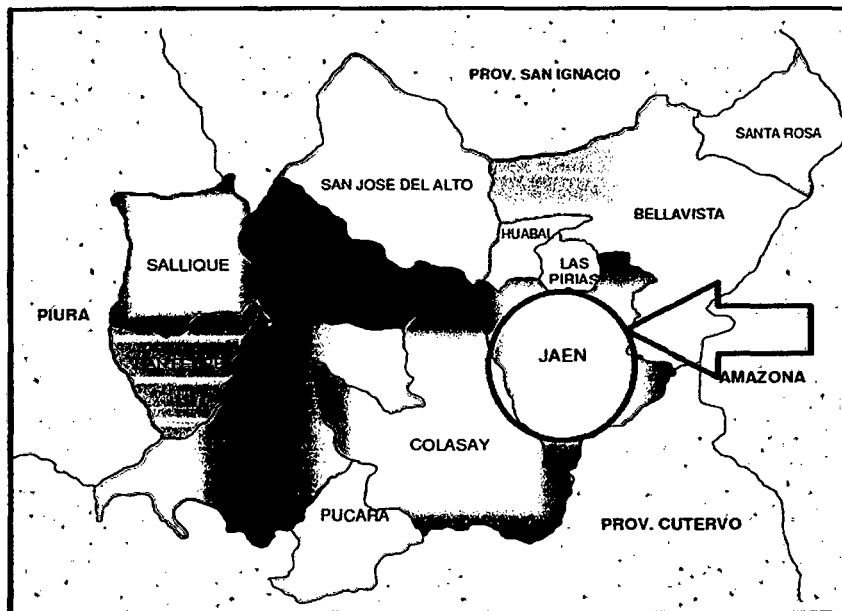


Figura 2.3 Provincia de Jaén y sus distritos.

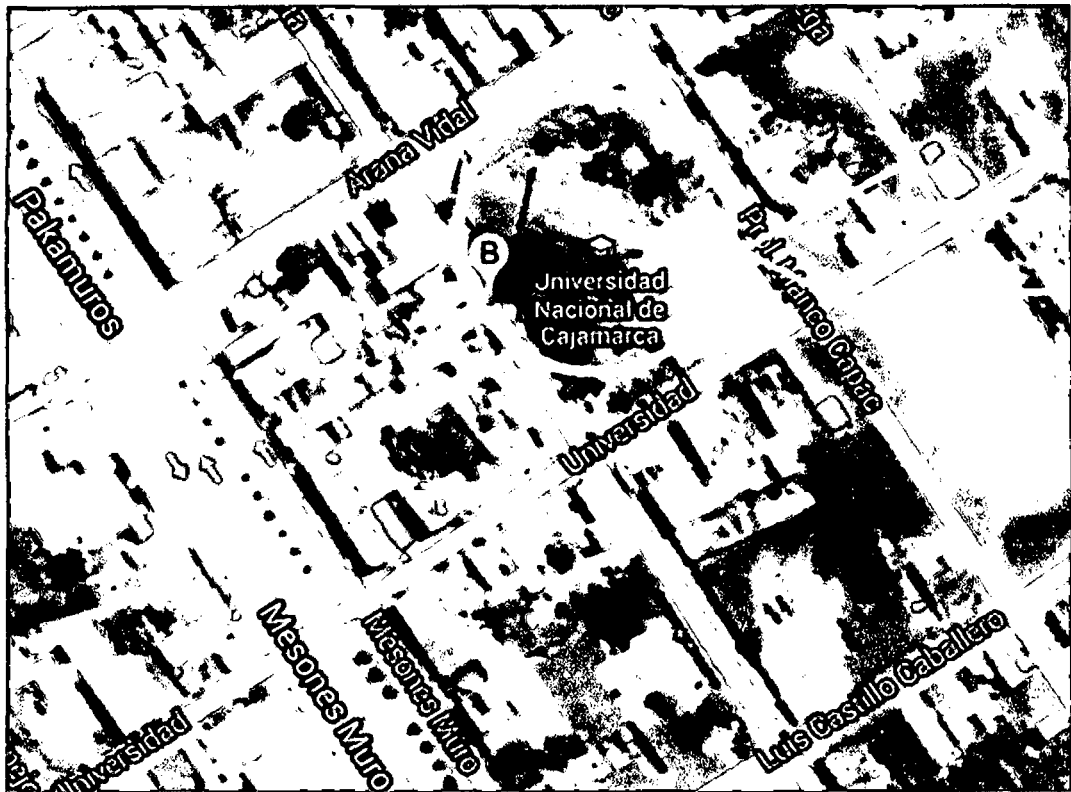


Figura 2.4 Imagen satelital de la ubicación del edificio UNC-Sede Jaén.

La recolección de datos correspondientes a los planos de arquitectura y estructuras por la UNC-Sede Jaén, para su evaluación estructural sismo-resistente se realizó durante los meses de febrero a junio del año 2013.

2.2 Materiales experimentales

El objeto de estudio es el edificio principal de la UNC-Sede Jaén, de dos frentes de 18,00m y 33,30m respectivamente. El primer piso consta de 04 aulas, una biblioteca y áreas comunes donde se ubica el ingreso a la escalera. El segundo piso consta de 03 aulas, un laboratorio de física, un laboratorio de biología y química, así como el pasadizo que permite la circulación hacia a los ambientes. El tercer piso consta de 02 auditorios y una sala de dibujo.

La estructura tiene un sistema estructural aporticado cuyos elementos estructurales son columnas y vigas 0,30m x 0,60m de sección transversal y la cimentación está constituida por zapatas aisladas de 2,80m x 2,80m x 0,45m, conectada mediante vigas de cimentación

de 0,30m x 0,55m. El techo es aligerado de 0,2m de espesor, excepto que en el tercer piso el techo es de cobertura liviana.

La capacidad portante del suelo es de $0,95 \text{ kg/cm}^2$. De las especificaciones técnicas del proceso constructivo, la resistencia a compresión del concreto es de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y la resistencia del acero en fluencia es de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

2.3 Materiales y equipos.

El material empleado fue los planos del edificio como análisis documental y mediante el software estructural SAP 2000 v14 se modeló la edificación principal de la UNC – Sede Jaén, con los parámetros y requisitos de la Norma E.030 del RNE – 2006.

2.4 Método y diseño de la investigación.

Este estudio de investigación según el criterio más importante de los especialistas está tipificado como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 6.1 Tipificación de la investigación según los criterios más importantes.

Criterio	Tipo de investigación
Finalidad	Aplicada
Estratégica o enfoque teórico metodológico	Cuantitativa
Objetivos (alcances)	Descriptivo.
Fuente de datos	Secundaria
Control en el diseño de la prueba	No Experimental
Temporalidad	Transversal.
Contexto donde se realizará	Gabinete
Intervención disciplinaria	Unidisciplinaria

Fuente: Méndez (2008), Hernández et al. (2010).

2.5 Definición y operacionalización de variables

Las variables son la resistencia, rigidez y ductilidad del edificio. La resistencia se define como la capacidad de la estructura de soportar el sistema de cargas verticales y horizontales, estáticas y dinámicas, que actúen sobre ella. La rigidez es la capacidad de la estructura de desplazarse horizontalmente en pequeñas cantidades, en función de la ubicación y distribución de los elementos resistentes del pórtico, en este caso de las vigas y columnas, también influye a otros factores como tipo de estribos, su espaciamiento, longitudes de anclaje, longitudes de traslape y detalles sobre la colocación de las armaduras.

Finalmente la ductilidad se refiere a que la estructura pueda comportarse elásticamente durante sismos leves e inelásticamente durante sismos severos, lo que significa fisuración, sin perder su resistencia ni que se produzca una falla frágil.

Al software se ingresó las características del material tales tanto del concreto como del acero, la aceleración espectral, las masas rotacionales y traslacionales de cada piso y las secciones de los elementos estructurales tales como viga y columna. Se ingresó las secciones de vigas de 30cmx60cm, columnas de 30cmx60cm y viga de cimentación de 30cmx55cm.

Tabla 6.2 Datos ingresados al Sap2000 v14

Resistencia del concreto ($f'c$)	280 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	$15000\sqrt{f'c} = 250998$ kg/cm ²
Módulo de Poisson (μ)	0,20
Resistencia del acero en fluencia	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	2 000 000 kg/cm ²
Coefficiente de expansión térmica	$1,17 \times 10^{-5}$ °C

Tabla 6.3 Definimos el Espectro de Respuesta

Parámetros	Valores	Descripción
Z	0,40	Zona 3: Jaén – Cajamarca
U	1,50	Edificación Esencial: Edificio Universitario
S	1,40	S3: Suelo flexible
R _x = R _y	6,00	Estructura Irregular, conformada por Pórticos
T _p	0,90	Factor dependiente de "S"
H _n	12,13	Altura del edificio (m)
C _t	35,00	Coficiente para estimar el periodo fundamental
T	0,35	Periodo fundamental de la estructura
C calculado	6,49	Coficiente de amplificación sísmica
C asumido	2,50	Coficiente de amplificación sísmica ≤ 2,5

Tabla 7 Masas traslacionales y rotacionales de cada piso.

Piso	Largo (m)	Ancho (m)	Total Carga Muerta (Tn)	Total Carga Viva (Tn)	Porcentaje Carga Viva (Tn)	Peso Total CM+50%CV (Tn)	Masa en X e Y (Tn/m.s ²)	Masa Rotacional en Z (Tn.m.s ²)
					50%			
1	33,00	17,40	509,15	172,26	86,13	595,28	60,68	7037,73
2	33,00	17,40	451,03	172,26	86,13	537,16	54,76	6350,67
3	33,00	17,40	352,28	17,23	8,61	360,89	36,79	4266,71
Total =			1312,46	361,75	180,87	1493,33	152,23	17655,11

Las unidades de medida están dadas por el sistema internacional de unidades.

2.6 Evaluaciones realizadas.

La población, muestra y unidad de análisis es el edificio principal de la UNC – Sede Jaén cuya estructura está actualmente en funcionamiento en cual hay aulas, biblioteca, auditorios, laboratorios y ambientes para talleres.

Para la evaluación estructural sismo-resistente se empezó primero con la definición de los materiales del que está compuesto la estructura, metrado de cargas muertas y vivas actuantes y el predimensionamiento de los elementos estructurales como primera aproximación para poder hacer una comparación con las secciones del plano, de los elementos resistentes del pórtico de concreto armado conformado por vigas y columnas.

Luego se hizo el análisis sísmico, se definió el modelo estructural, los parámetros de sitio, en el análisis estático se determinó el asentamiento en el software SAP 2000 considerando el coeficiente de balasto o reacción del subsuelo, y por ser la estructura de categoría especial, se realizó el análisis dinámico mediante análisis espectral.

Se determinó los asentamientos mediante los métodos geotécnico y analítico, éste último con el criterio Interacción Suelo-Estructura.

Se determinó los modos de vibración y los periodos fundamentales de la estructura, seguidamente se hizo el control de desplazamientos laterales de entrepiso y se calculó la junta de separación sísmica.

Se determinó el área de acero necesario en columnas en el Software Estructural SAP 2000 v14.

Se evaluó la ductilidad de la estructura teniendo en cuenta las especificaciones técnicas del plano como detalle de longitudes de anclaje, longitud de empalme o traslape, materiales empleados como resistencia del concreto y acero, el confinamiento de los elementos estructurales y la formación de rótulas plásticas.

2.7 Procedimiento.

2.7.1 Descripción del proyecto.

A. Características principales.

El proyecto que se describe a continuación es un edificio de 03 pisos cuyas principales características se detallan en el siguiente cuadro resumen.

Tabla 8 Características del Edificio Principal UNC – Sede Jaén.

Proyecto	Tesis
Tipo de proyecto	Edificio Principal UNC – Sede Jaén.
Área de terreno	5877,65 m ²
Área techada total	1965,30 m ²
Nro. de pisos	3
N° Ambientes.	13 (05 primer piso, 05 segundo piso y 03 tercer piso)
Altura de piso	2,90 m
Características	07aulas, 02 auditorios, 02 laboratorios (física y biología), sala de dibujo, biblioteca y escalera.

El edificio se encuentra ubicado en la parte central de la ciudad universitaria por lo que posee dos frentes de 18,00m y 33,30m respectivamente, por el lado de mayor dimensión se encuentra la escalera, el cual es una estructura independiente del edificio, para el ingreso hacia los pisos siguientes.

En las siguientes figuras que a continuación se muestran se detalla la distribución arquitectónica replanteada del edificio principal UNC-Sede Jaén.

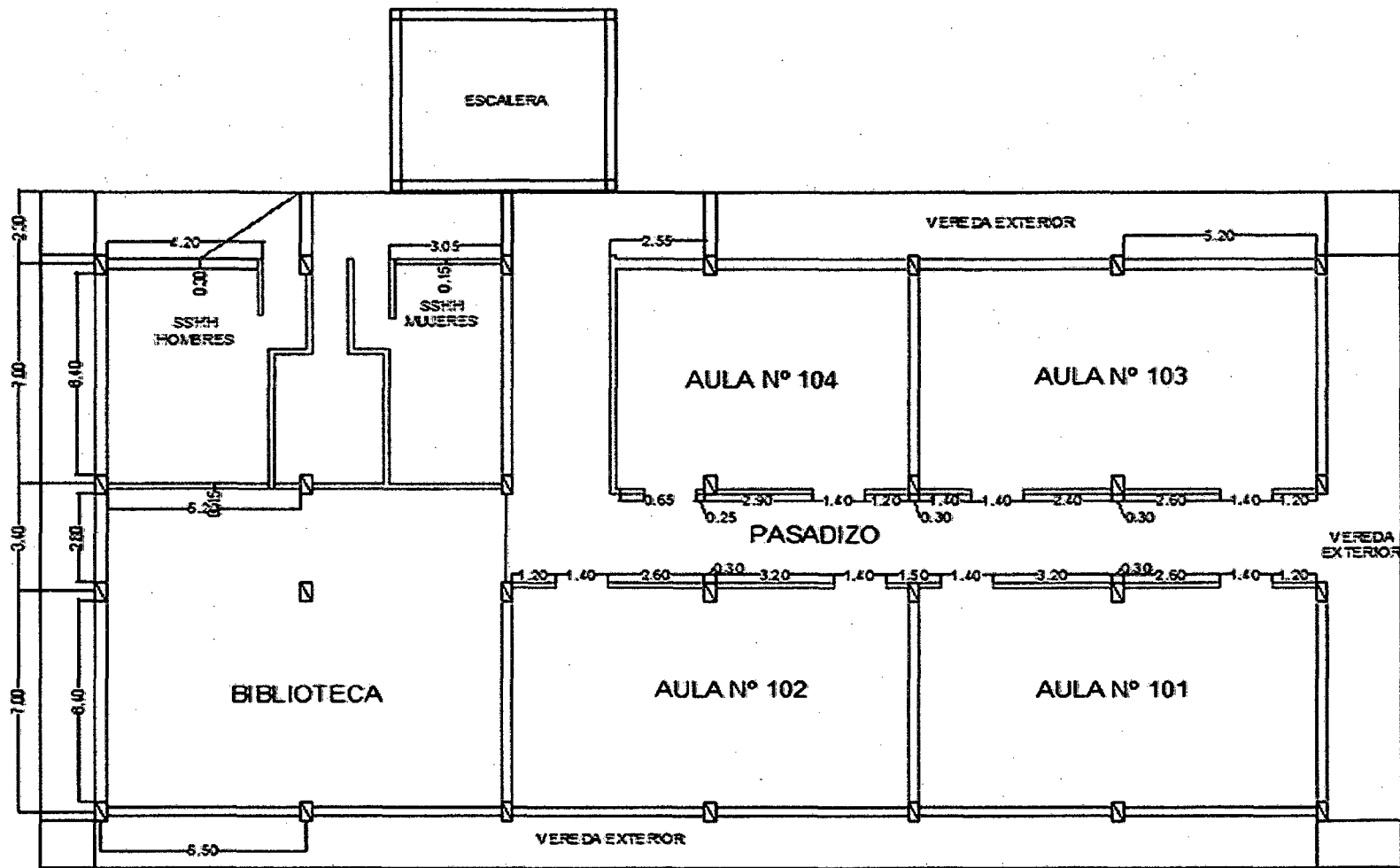


Figura 3 Arquitectura primer piso

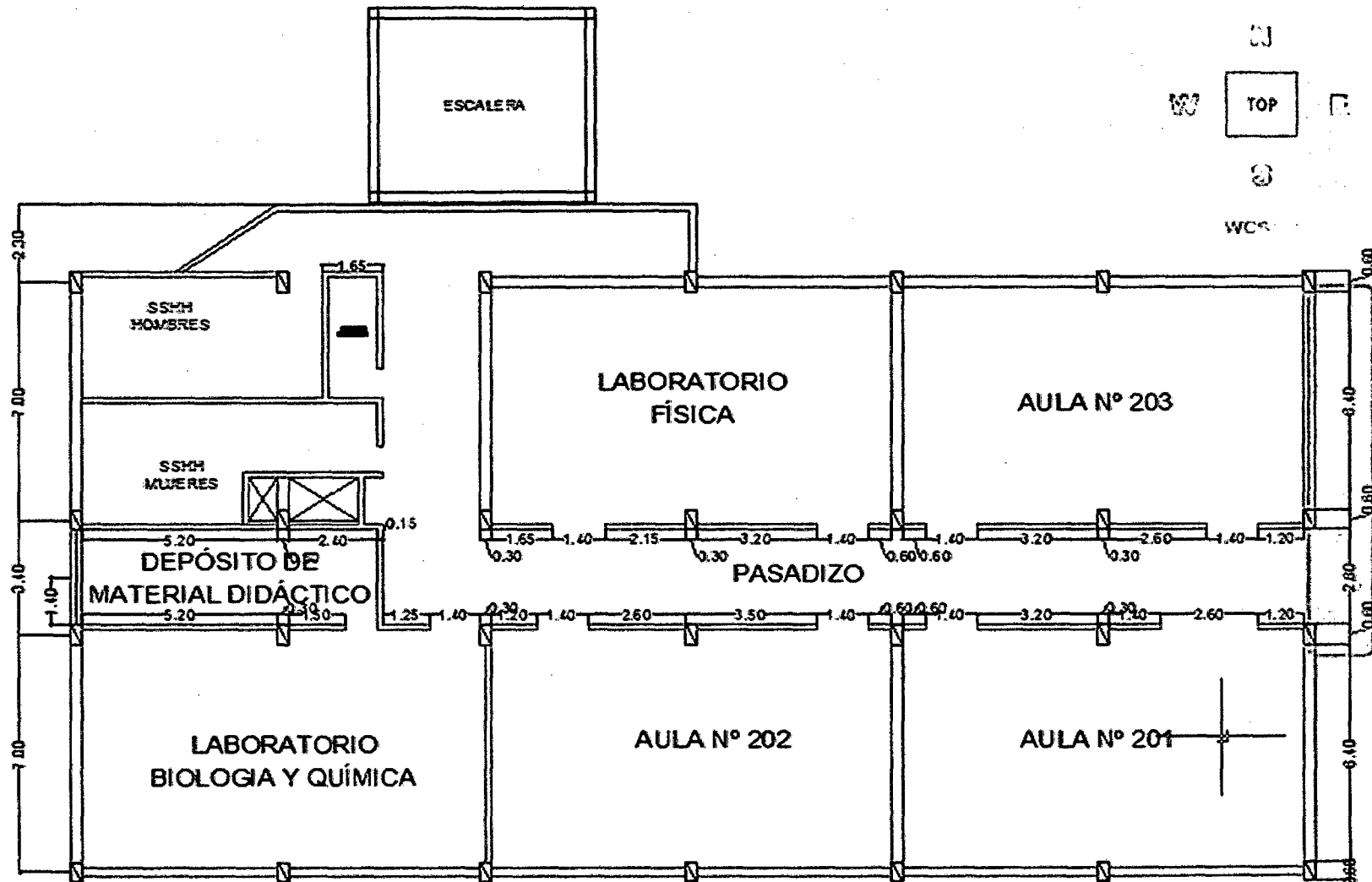


Figura 4 Arquitectura segundo piso

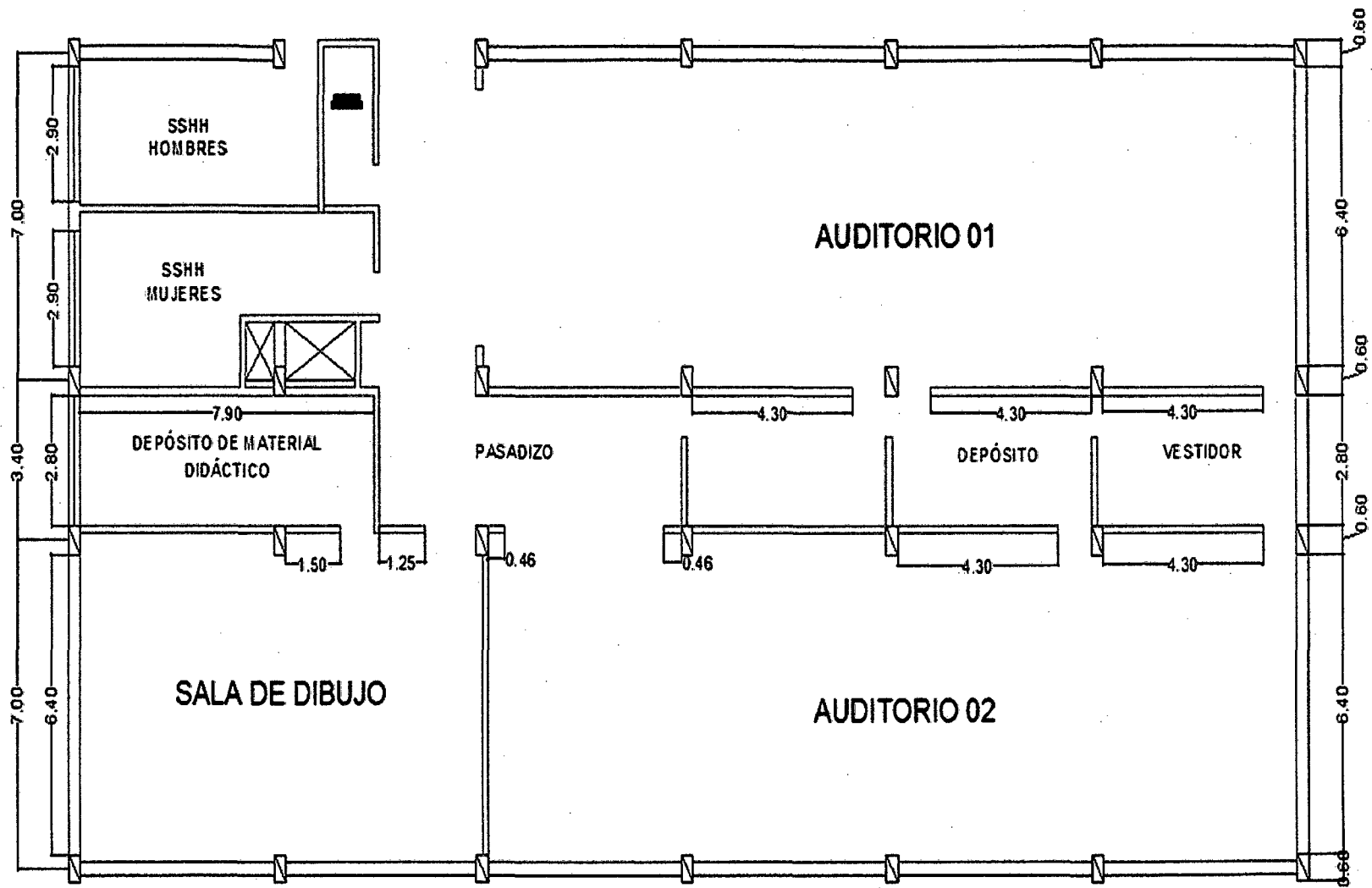


Figura 5 Arquitectura tercer piso

Cada piso cuenta con SS.HH. para hombres y mujeres por separado. En lo que se refiere al diseño estructural, dadas las características arquitectónicas el edificio se ha estructurado en base a pórticos formados por columnas y vigas de 30cm x 60cm respectivamente. El techo es aligerado de 20 cm de espesor, excepto que en el tercer piso el techo es de cobertura liviana. En cuanto a la subestructura se ha estructurado en base a vigas de cimentación de 30cm x 55cm y zapatas cuadradas aisladas de 2,80m x 2,80m.

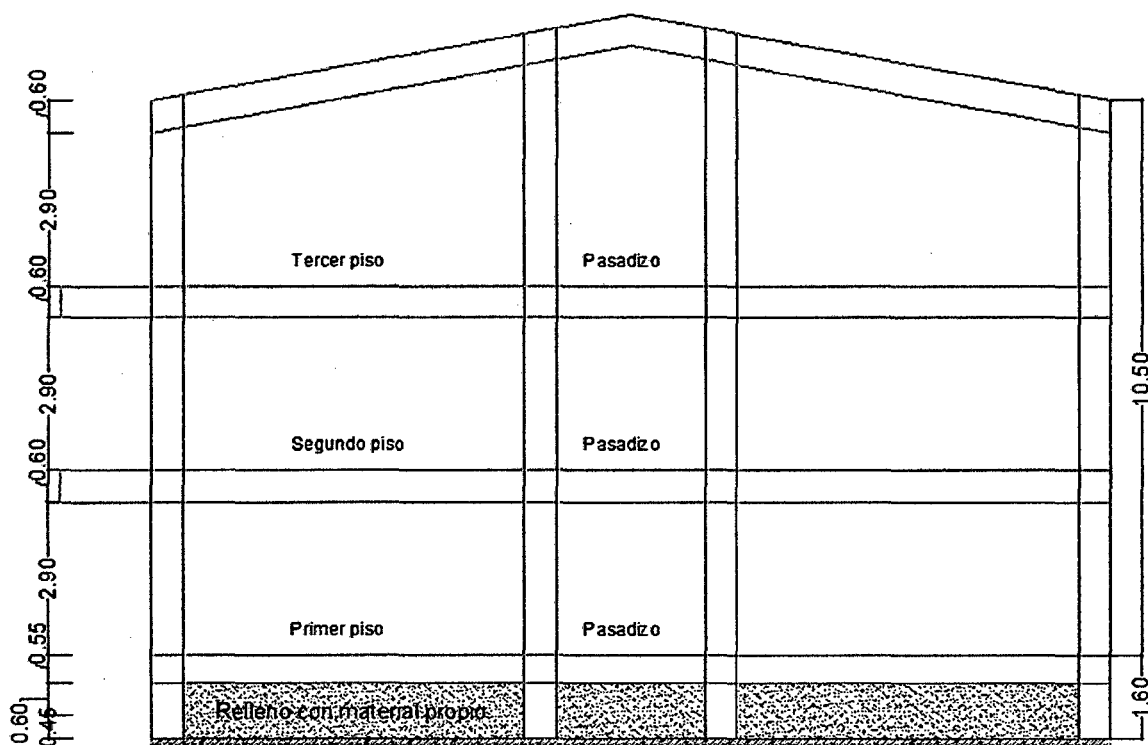


Figura 6 Arquitectura elevación

Los cálculos referentes al comportamiento del edificio bajo la acción de cargas verticales y horizontales provenientes de un sismo se hicieron a través del programa de cálculo de estructuras por elementos finitos SAP 2000 V14, el cual nos proporciona una mayor similitud de nuestro modelo de estructura con la realidad y de ésta manera obtener una evaluación más eficiente del comportamiento del edificio.

B. Diseño del proyecto.

El diseño para éste proyecto está hecho en base al “**Reglamento Nacional de Edificaciones**” (RNE 2006) el cual a su vez se divide en los siguientes capítulos de acuerdo a la etapa de diseño.

- Norma E.020 Cargas.
- Norma E.030 Diseño Sismo-resistente.
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.
- Norma E.060 Concreto Armado.

C. Aspectos generales de la evaluación estructural Sismo-resistente.

La evaluación esta hecho en base a las normas: E.020 para determinar las cargas permanentes y sobre cargas, norma E.030 para evaluar el diseño estructural Sismo-resistente, E.050 para la evaluación de suelos y cimentaciones, E.060 para el diseño de algunos elementos estructurales para su evaluación, el cual será un Diseño de Resistencia, que en esencia es un diseño por estados límites y más precisamente por estados límites últimos desarrollados por cualquier elementos, éste método es aplicable a cualquier sollicitación de fuerza como flexión, cortante, torsión, etc.

Para que una estructura pueda soportar en forma segura las diferentes sollicitaciones, se debe asegurar que en cada una de las secciones de sus elementos se cumpla:

- Resistencia \geq efecto de cargas
- Resistencia Suministrada o Proporcionada \geq Resistencia requerida
- Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

Para el diseño en concreto armado es necesario aplicar los siguientes factores de aplicación de cargas con el objetivo de reproducir una situación de carga extrema cuya probabilidad de ser excedida será baja, aquí se muestran los factores a tomar en cuenta:

Factores de carga para diseño en Concreto Armado – Norma Peruana.

1,4 CM + 1,7 CV

$$1,25 (CM + CV) \pm CSX$$

$$1,25 (CM + CV) \pm CSY$$

Dónde:

CM: Carga muerta.

CV: Carga viva.

CSX: Carga proveniente del sismo paralela al eje X.

CSY: Carga proveniente del sismo paralela al eje Y.

Así mismo, existen otros factores que sirven para reducir la resistencia nominal de las secciones con el objetivo de reproducir mejor las condiciones reales que presentan un gran número de incertidumbres relacionadas a las materiales, las dimensiones reales, diferencias con la modelación, tipos de falla, etc. Estos son:

Tabla 9 Factores de reducción de resistencia - Norma Peruana

Solicitud	Factor de reducción
Flexión	0,90
Tracción y Tracción + Flexión	0,90
Cortante	0,85
Torsión	0,85
Cortante y torsión	0,85
Comprensión y flexo – comprensión	
Elementos con Espirales.	0,75
Elementos con Estribos.	0,70
Aplastamiento en el concreto.	0,70
Zonas de anclaje del post - tensado.	0,85
Concreto simple.	0,65

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.060. Concreto Armado

Tabla 10 Datos de los materiales.

Resistencia del concreto ($f'c$)	280 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	$15000 * \sqrt{f'c} = 250998$ kg/cm ²
Módulo de Poisson (μ)	0,20
Resistencia del acero en fluencia	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	2 000 000 kg/cm ²

2.7.2 Estructuración.

La estructuración consiste en la adecuada distribución de los elementos estructurales, llámese columnas, placas, vigas, losas, etc., para que conformen la estructura del edificio de modo tal que éste pueda resistir las solicitaciones de peso, sismo u otro de la manera más adecuada y teniendo en cuenta la economía de su construcción, su estética, la funcionalidad y, lo más importante, la seguridad de la estructura.

Una adecuada estructuración permitirá realizar un mejor modelo con el cual se conseguirá un análisis estructural más preciso, así también, debemos tener en cuenta que para ello una estructura debe ser lo más sencilla posible; de esta manera su modelo se realizará con mayor facilidad y exactitud.

A. Criterios de estructuración: Generalidades.

a) Simplicidad y simetría.

Por este criterio tenemos que las estructuras más simples tendrán un mejor comportamiento frente a sismos, esto se debe a que al momento del diseño se puede predecir mejor el comportamiento y es más fácil de idealizar que una estructura compleja que en muchos casos incluso se deben hacer simplificaciones en el modelo alejándonos de la realidad para su diseño.

La simetría también es un tema importante, ya que mientras exista simetría en la estructura en ambas direcciones habrá una menor diferencia de posición entre el centro de masas y el centro de rigidez, lo que evitará que se produzcan fuerzas de torsión

sobre el edificio, las cuales pueden incrementar los esfuerzos debidos al sismo hasta sobrepasar los esfuerzos resistentes, lo cual podría ser muy destructivo para el edificio.

b) Resistencia y Ductilidad.

La estructura de cualquier edificación debe tener una adecuada resistencia a cargas eventuales de sismo y cargas permanentes propias, la resistencia a cargas de sismo debe proporcionarse en al menos las dos direcciones ortogonales, para garantizar la estabilidad de la estructura. Debido a que las cargas de sismo son eventuales y de corta duración, la resistencia de la estructura podrá ser menor que las solicitaciones máximas de sismo, pero compensada con una adecuada ductilidad de sus elementos. Esta ductilidad de los elementos les permitirá a algunos entrar en la etapa plástica de sus esfuerzos, creándose rótulas plásticas que ayudarán a disipar mejor la energía sísmica.

Además, teniendo en cuenta que el concreto es un material de naturaleza frágil, se debe dar una adecuada ductilidad a los elementos, tratando que fallen primero dúctilmente, por ejemplo por flexión, y luego frágilmente, como por ejemplo por corte.

c) Hiperestaticidad y Monolitismo.

La hiperestaticidad de las estructuras mejora la capacidad resistente de una edificación frente a fuerzas sísmicas, ya que permite la formación de varias rótulas plásticas, las cuales a medida que se produzcan ayudarán a disipar la energía producida por el sismo.

El monolitismo de la estructura reside en el hecho que toda la estructura debe trabajar como si fuera un solo elemento por ser de un mismo material.

d) Uniformidad y Continuidad de la Estructura.

La estructura debe mantener una continuidad tanto vertical como horizontal en toda la edificación, de manera, que no se produzcan cambios bruscos de rigidez de los elementos para evitar concentraciones de esfuerzos.

e) Rigidez lateral.

La rigidez lateral en una edificación ayuda a que esta pueda resistir mayores fuerzas horizontales sin sufrir deformaciones importante. Estas deformaciones son las que a

menudo causan mayores daños a los elementos no estructurales generan mayor pánico en los usuarios de la edificación.

Dado esto, es necesario que una estructura posea elementos verticales como muros o placas, los cuales pueden ser combinados con pórticos formados por columnas y vigas, que le dan mayor rigidez lateral a la estructura.

f) Existencia de Diafragmas Rígidos.

Es necesario que las losas posean una rigidez axial en toda su extensión, para que su comportamiento sea realmente como el de un diafragma rígido, lo cual es una hipótesis que se toma como verdadera para el diseño y el análisis del edificio. Para tener en cuenta esto, es necesario que las losas no tengan muchos ductos o aberturas grandes que puedan provocar fallas en la losa durante el sismo, lo que pondría en riesgo su condición de diafragma rígido.

g) Influencia de Elementos No Estructurales.

Los elementos no estructurales deben ser tomados en cuenta durante la estructuración del edificio, ya que por ejemplo un tabique ubicado junto a una placa de concreto armado, aumentará la rigidez lateral en dicha placa y, por lo tanto, absorberá mayores esfuerzos que podrían sobrepasar los esfuerzos de diseño de la placa, lo cual podría originar su falla.

B. Criterios de estructuración: Caso particular del edificio.

Para nuestro caso la estructuración la hacemos a cada elemento como detallado a continuación:

a) Vigas

Adicionalmente a los muros tenemos vigas, la mayoría de las cuales sirven de unión entre muro y muro haciendo las veces de amarre entre los elementos verticales, pero además existen otras vigas cuya importancia es mayor, ya que además de servir de amarre resisten cargas importantes provenientes de las losas. Estas vigas al ser de mayores dimensiones, ayudarán también al comportamiento del edificio de manera que trabajen como pórticos frente a sollicitaciones sísmicas.

b) Losas.

Otro elemento estructural de gran importancia son las losas o techos del edificio, éstos, para nuestro edificio en estudio, son de dos tipos: aligeradas y macizas, las cuales fueron elegidas de acuerdo a algunos criterios que se irán comentando más adelante. Las losas sirven de amarre a toda la estructura y su funcionamiento nos asegura un comportamiento de diafragma rígido más uniforme para la estructura, al permitir que todos los elementos de un mismo nivel se desplacen en la misma dirección.

En nuestro edificio se ha dispuesto el uso de losas aligeradas en una dirección, tratando en su mayoría que sean continuas de modo que la carga sobre éstas se reparta mejor y tenga un mejor comportamiento estructural. También se han definido losas macizas armadas en dos direcciones en las zonas cercanas a ductos o aberturas a manera de rigidizar dichas zonas y, de esta manera, la losa tenga mayor resistencia al corte que una losa aligerada frente a una fuerza sísmica; también en los paños con áreas o formas irregulares a manera de facilitar su construcción y finalmente en la zona de los baños.

Podemos observar en la figura 6 la manera como se han dispuesto las losas aligeradas en una dirección (la flecha dibujada indica la dirección de armado).

c) Otros elementos.

También existen otros elementos cuya estructuración cabe ser mencionada, como es la escalera.

Para nuestro caso el pasadizo es de losa maciza por ser un centro universitario en donde existe un alto índice de tránsito peatonal en época académica.

La escalera es un elemento cuya estructuración y diseño es de suma importancia por ser una vía de evacuación, sin embargo, ésta será evaluada sólo para cargas verticales, ya que se sostienen columnas en forma independiente del edificio. Podemos agregar que la escalera trabaja como una losa maciza inclinada y su evaluación se hará como tal.

2.7.3 Predimensionamiento de elementos principales.

El predimensionamiento de elementos nos sirve como un punto de partida sobre el cual definiremos las dimensiones de los elementos estructurales, ya sean vigas, columnas, placas, losas, etc. Por lo que es sólo una base para las dimensiones de los elementos, por lo tanto, éstas deberán ser afinadas o reajustadas de acuerdo a las solicitaciones reales de carga luego de haber realizado los cálculos correspondientes para completar el diseño final de la estructura.

Las fórmulas que se darán a continuación provienen de la experiencia de muchos ingenieros, por lo que han sido transcritas a la norma peruana de edificaciones como recomendaciones para una buena estructuración. Estas ecuaciones tendrán mejores resultados para situaciones de edificaciones con cargas moderadas o regulares teniendo en cuenta los casos más comunes de edificaciones, por lo tanto, no servirán para casos extremos de cargas o estructuras especiales.

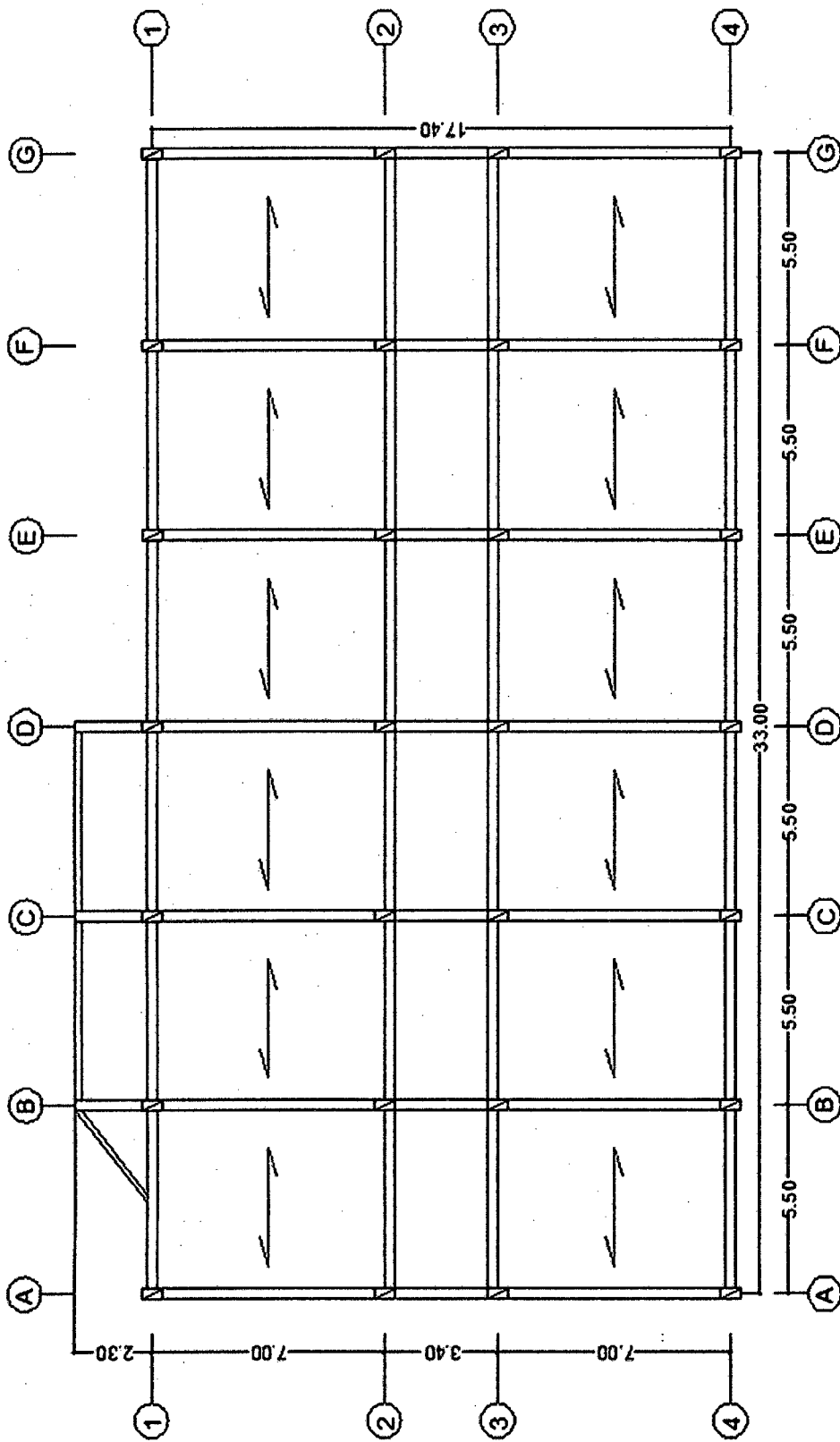


Figura 7 Sentido de techo y ejes del edificio.

A. Predimensionamiento de losas.

- **Losas aligeradas.**

Para el predimensionamiento de losas aligeradas continuas se puede partir de la premisa que especifica la Norma Peruana de Concreto Armado E.060 en su capítulo 10.4.1.1, en el cual, dada la configuración de un techo aligerado formado por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30x30 cm con distintas alturas (según el espesor del aligerado) y con una losa superior de 5 cm, el espesor total de la losa puede estimarse como la luz libre dividida por 25, siempre y cuando las luces sean menores que 7,5 m y la sobrecarga aplicada sobre dicho aligerado sea menor que 300 kg/m². Estas consideraciones se cumplen para no tener que verificarlos deflexiones al ser éstas imperceptibles; además, en el caso de existir tabiques, se deberán tomar consideraciones especiales de refuerzo o el uso de vigas chatas si el tabique se encuentra paralelo a la dirección del aligerado.

Dado lo anterior, para nuestro caso la mayor luz libre existente es del orden de 5.20 m en el paño en la mayoría de los ejes, para lo cual tendríamos:

$$h = \frac{L}{25}$$
$$h = \frac{520\text{cm}}{25}$$
$$h = 20,8\text{cm.}$$

Donde:

h = espesor total de losa

L = mayor luz libre.

Por lo tanto, requerimos una losa aligerada de al menos 20,8cm de espesor, sin embargo en los planos de arquitectura se observa que se ha tomado 20cm, ya que la losa tiene viga de distribución.

B. Predimensionamiento de vigas peraltadas.

El predimensionamiento de las vigas se hace en base a criterios basados en la experiencia, según los cuales podemos considerar un peralte del orden de un décimo a

un doceavo de la luz libre, dicho peralte incluye la losa del piso o techo. En cuanto al ancho de la viga, éste no debe ser menor a 25cm según la Norma Peruana E.060 y puede variar entre el 30% y 50% de la altura del peralte para el caso de pórticos o elementos sismo-resistente, se podrán tener menores espesores en el caso de vigas que no sean pórticos.

Para nuestro caso, la mayor luz libre corresponde a la viga típica cuya luz libre es del orden de 7.00 m, tenemos:

$$\frac{L}{14} \text{ ó } \frac{L}{12} > h$$

$$\frac{7.00}{14} \text{ ó } \frac{7.00}{12} > h$$

$$0.50 \text{ cm ó } 0.58 \text{ cm} > h$$

Donde:

h = peralte de la viga, L = luz libre entre ejes.

De acuerdo al plano de arquitectura, las vigas principales tienen un peralte de 0.60m y una base de 0,30 (50% del peralte) con lo cual cumplimos con las dimensiones, por razones de funcionalidad estructural y de servicio las vigas secundarias tienen las mismas dimensiones que las vigas principales.

C. Predimensionamiento de vigas chatas.

Las vigas chatas son las vigas que se encuentran en la losa sin sobresalir de ésta y su función principal es soportar y transmitir los esfuerzos de los tabiques o muros dispuestos en la misma dirección de la losa aligerada a las vigas, muros y columnas. Sólo se deben usar cuando se tienen luces cortas. Estas vigas en el plano de arquitectura son las vigas de distribución que son de 20x20cm.

Por lo tanto, estas vigas no soportarán grandes momentos flectores más sí grandes esfuerzos de corte por lo que su predimensionamiento se basará principalmente en un diseño por corte, por lo que debemos hallar la fuerza cortante actuante sobre éstas vigas y hacer el diseño en función a éste esfuerzo cortante máximo, demás se puede

usar como peralte el espesor de la losa teniendo que variar sólo el ancho de la viga en caso de requerir mayores resistencias.

D. Predimensionamiento de columnas.

Las columnas se dimensionarán usando un diseño por carga axial, para lo cual la carga última de rotura (P_u) se afectará de un coeficiente “c” mayor que 1(uno) para tomar los efectos de la flexión, dicho coeficiente tendrá un valor de acuerdo a la ubicación de la columna en planta y elevación.

En planta la influencia de los momentos de flexión es mayor en las columnas exteriores que en las interiores, debido a que en las columnas interiores que se encuentran entre dos tramos adyacentes, sus momentos están más o menos balanceados.

En elevación la flexión influye más en las columnas de los pisos altos que de los bajos. La influencia de los momentos es menor en las columnas de los niveles bajos que en el de los niveles altos, debido a que en las primeras se ha ido acumulando, llegan a ser tan grandes que se deja de lado los efectos de los momentos.

Por otro lado, actualmente la mayoría de edificaciones se diseñan con sistemas mixtos de pórticos y muros de corte, lo cual permite reducir significativamente los momentos en las columnas debidos a sismos.

Morales (2000), recomienda predimensionar las columnas así:

$$bd = \frac{P}{nf'c} \quad (10)$$

Donde:

b = la otra dimensión de la sección de la columna

d = dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna

P = carga total que soporta la columna (ver tabla 11.2)

n = valor que depende del tipo de columna y se obtiene de la tabla 11.1

f_c = resistencia del concreto a compresión simple.

Tabla 11.1 Clasificación de Columnas

TIPO C1 (Para los primeros pisos)	Columna interior $N < 3$ pisos	$P=1,10 PG$ $n=0,30$
TIPO C1 (Para los cuatro últimos pisos superiores)	Columna interior $N > 4$ pisos	$P=1,10 PG$ $n=0,25$
TIPO C2,C3	Columnas extrema de Pórticos interiores	$P=1,25 PG$ $n=0,25$
TIPO C4	Columnas de esquina	$P=1,50 PG$ $n=0,20$

Fuente: Diseño en Concreto Armado, Capítulo Peruano ACI. Morales (2000).

Considerando las recomendaciones de la Tabla 11.1, determinamos las cargas últimas en cada columna tal como se muestra en la tabla siguiente.

Tabla 11.2 Cargas actuantes en cada columna

Columna	Peso Gravedad (PG) en Columna (Ton)	Ubicación de Columna	Constante de amplificación "n"	Constante "c"	Peso Amplificado $P_u = c*PG$ (Ton)
C1	78,74	Interior	0,30	1,10	86,62
C2	60,83	Exterior	0,25	1,25	76,03
C3	22,46	Esquina	0,20	1,50	33,70
C4	49,37	Exterior	0,25	1,25	61,71
C5	78,63	Exterior	0,25	1,25	98,29
C6	82,89	Exterior	0,25	1,25	103,62
C7	79,50	Exterior	0,25	1,25	99,37

Las columnas han sido numeradas según su ubicación, ver Figura 8.

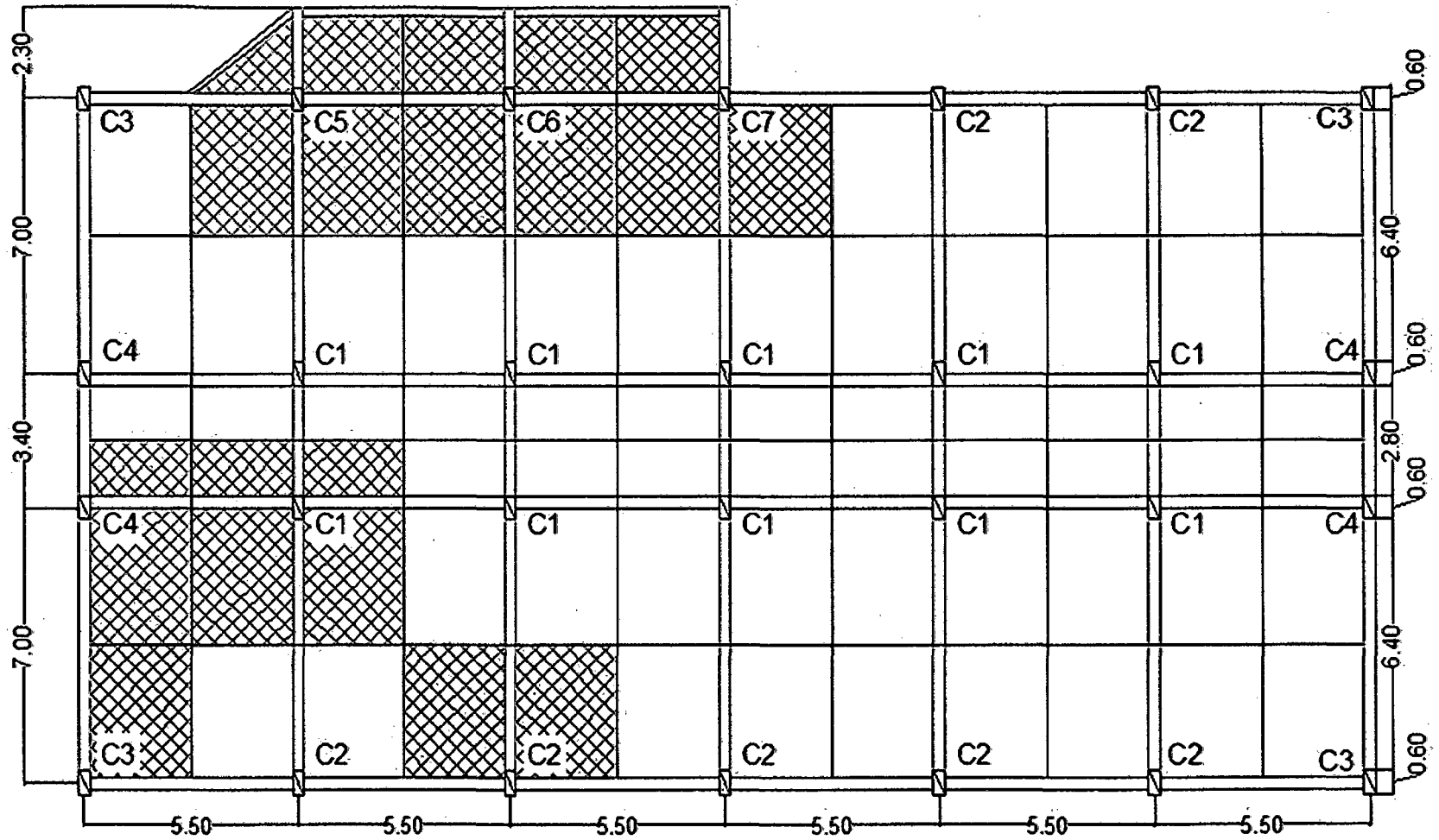


Figura 8 Área de influencia de cada columna.

Luego determinamos las dimensiones de cada columna cuadrada según carga, ubicación y ecuación (10), así:

Tabla 11.3 Predimensionamiento de los lados de cada columna cuadrada.

Columna	Peso Amplificado $P = c*PG$ (Ton)	$f'c$ del Concreto (Kg/cm ²)	Área de Columna (cm ²)	$bd = \frac{P}{nf'c}$	Columnas sección cuadrada, $b = d$ (cm)
C1	86,62	280,00	1031,15		32,11
C2	76,03	280,00	1086,17		32,96
C3	33,70	280,00	601,70		24,53
C4	61,71	280,00	881,56		29,69
C5	98,29	280,00	1404,08		37,47
C6	103,62	280,00	1480,24		38,47
C7	99,37	280,00	1419,57		37,68

Como podemos observar, el área máxima de las columnas predimensionadas es de 1480,24cm² el cual es inferior a 1800cm² (sección de 30cmx60cm), detallado en el plano de estructuras, por lo tanto las dimensiones están correctas.

E. Predimensionamiento de zapatas.

Para determinar la sección de las zapatas se tendrá en cuenta la capacidad portante del terreno de fundación, el cual varía de 0,90 – 1,00 Kg/cm², por lo que tomaremos el promedio, $\sigma_{\text{suelo}} = 0,95 \text{ kg/cm}^2$ (9,5 Tn/m²). La capacidad portante está en función del peso total que actúa en cada zapata y su área.

$$\sigma_{\text{suelo}} = \frac{P}{A} \quad (11)$$

Donde:

σ_{suelo} = Capacidad portante del suelo.

P = Peso proveniente de la columna.

A = Área de zapata.

Despejando la ecuación (11) y reemplazando determinamos el área y los lados de cada zapata, tal como mostramos en la siguiente tabla.

Tabla 12 Predimensionamiento de zapata cuadrada.

Zapata	Peso en Columna (Ton)	Resistencia del Suelo, σ (Ton/m ²)	Área de Zapata (cm ²)	Zapata de sección cuadrada, a = b (cm)
Z1	C1= 78,74	9,50	82886,51	287,90
Z2	C1= 60,83	9,50	64026,60	253,03
Z3	C1= 22,46	9,50	23645,89	153,77
Z4	C1= 49,37	9,50	51965,66	227,96
Z5	C1= 78,63	9,50	82766,60	287,69
Z6	C1= 82,89	9,50	87256,34	295,39
Z7	C1= 79,50	9,50	83679,97	289,27

Observamos que el área requerida de las zapatas es mayor a 78400cm² correspondiente a la sección de 280cmx280cm del plano, excepto en las zapatas Z2, Z3 y Z4.

2.7.4 Metrado de cargas de elementos principales.

A. Generalidades:

- **Definición de carga muerta:** es el peso de los materiales de los que está formada la edificación, así como también de equipos u otros que sean de carácter permanente en la edificación.
- **Definición de carga viva:** es el peso de los ocupantes, materiales, equipos y cualquier otro objeto móvil que sea soportado por la edificación y que no tenga carácter de permanente, así para nuestro edificio tenemos:

Tabla 13 Cargas Muertas (CM) Actuantes.

Descripción	Kg/m ²
Peso techo aligerado (h = 20 cm)	300
Piso terminado	100

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, E.020 (Artículos: 3, 6 y 7)

Tabla 14 Cargas vivas (CV) Actuantes

Descripción	Kg/m ²
Techos típicos	300
Corredores y escaleras	400
Techo azotea	100
Almacén	500
Baños	300
Aulas	250
Laboratorio	300
Talleres	350
Auditorio (Lugar de asamblea con asiento fijo)	300
Biblioteca (Salas de lectura)	300
Techos con cobertura liviana, cualquiera sea su pendiente	30

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, E.020 (Artículos: 3, 6 y 7)

B. Metrado de cargas en losas aligeradas.

La carga en las losas aligeradas se refleja en la cantidad de carga que soportarán las viguetas de la losa, por lo tanto se hará el metrado de carga para una vigueta convencional de 0.40m de ancho, y en la cual se deberá tomar en cuenta las condiciones de apoyo para el diseño. Cada vigueta debe soportar su peso propio, el del piso que sostiene y además, en el caso de existir tabiquería cuya dirección sea perpendicular a la dirección de las viguetas, se deberá tener en cuenta como carga puntual. Así, para una vigueta de 0.40m de ancho, tenemos las siguientes cargas por metro lineal:

Tabla 15 Cargas Distribuidas en losas aligeradas

Descripción	Ton/m ²
Carga Muerta (CM)	
Peso propio aligerado, e = 20cm	0,30
Peso piso terminado	0,10
Total CM =	0,40
Carga Viva (CV): Depende del uso del ambiente de cada piso.	

C. Metrado de cargas en vigas peraltadas.

Las vigas peraltadas podrán recibir una mayor cantidad de carga, debido a su peralte le otorga una mayor resistencia y, por lo tanto, una mayor capacidad para recibir cargas. La viga peraltada de mayor repetición en nuestra edificación es una de sección 0,30m x 0,60m. El metrado que desarrollaremos a continuación será por metro lineal para las vigas principales, la cual sostendrá un área tributaria de ancho L = 3,50m para techo aligerado y L = 5,28m para techo con cobertura liviana.

Tabla 16 Cargas en vigas peraltadas.

Viga peraltada	Cálculos	
Carga Muerta (CM)	(Ton/m³)*m*m	Ton/m
Peso propio de la viga	2,4x0,30x0,60	0,43
	(Ton/m²)*m	Ton/m
Aligerado, longitud tributaria L = 3,50m (1° y 2° Piso)	0,30x3,5	1,05
Cobertura liviana más falso techo, L = 5,28m (3° Piso)	0,05x5,28	0,26
Peso piso terminado	0,10x3,5	0,35
Carga Viva (CV)	(Ton/m²)*m	Ton/m
Primero piso (Biblioteca y Aulas)	0,30x3,5	1,05
Segundo piso (Laboratorio y Aulas)	0,30x3,5	1,05
Tercer piso (Sala de dibujo y Auditorios)	0,30x3,5	1,05
Techo de cobertura liviana, cualquier pendiente	0,03x5,3	0,16

Tabla 17 Cargas para diseño de acero en SAP 2000.

CARGA	MUERTA, CM (Ton/m)	VIVA, CV (Ton/m)
Primer y Segundo Piso	1,40	1,05
Tercer piso (cobertura liviana)	0,61	0,16

D. Metrado de cargas en vigas chatas.

Las mayores cargas sobre las vigas chatas son generalmente inducidas por el peso del tabique que sostienen y también, si fuese el caso, por un porcentaje de la losa aligerada o maciza que se podría apoyar sobre dicha viga chata. En este caso específico lo tomaremos como parte de las losas aligeradas, ya que su incidencia es muy pequeña.

2.7.5 Acero detallado en columnas.

Tabla 18 Distribución de acero en columnas detallado en el plano

TIPO/NIVEL	C2,C5,C6,C7	C1	C4
1	bxh	0,30x0,60	0,30x0,60
	As	8 ϕ 3/4"	6 ϕ 1"+2 ϕ 3/4"
2	bxh	0,30x0,60	0,30x0,60
	As	8 ϕ 3/4"	6 ϕ 1"+2 ϕ 3/4"
3	bxh	0,30x0,60	0,30x0,60
	As	8 ϕ 3/4"	6 ϕ 1"+2 ϕ 3/4"
Estribos		ϕ 3/8": 2@0,05 + 6@10 + R@0,20 en ambos extremos	

Fuente: Plano de estructuras de la UNC – Sede Jaén.

Tabla 19 Área de acero en columnas detallado en el plano

TIPO/NIVEL	C2,C5,C6,C7	C1	C4
1	bxh	0,30x0,60	0,30x0,60
	As (cm ²)	22,72	36,28
2	bxh	0,30x0,60	0,30x0,60
	As (cm ²)	22,72	36,28
3	bxh	0,30x0,60	0,30x0,60
	As (cm ²)	22,72	36,28

Fuente: Plano de estructuras de la UNC – Sede Jaén.

2.7.6 Confinamiento, anclaje y traslapes o empalmes.

Del análisis documental de los planos replanteados, considerando las especificaciones técnicas y teniendo en cuenta que en el proceso constructivo se respetó las consideraciones de los planos y especificaciones técnicas, se encontró los siguientes detalles:

A. Confinamiento

Todas las columnas están confinadas con estribos corrugados de 3/8" de diámetro, por ser el diámetro del acero longitudinal menor a 1" de diámetro, el cual cumple con los requerimientos de nuestra norma.

B. Anclaje

El anclaje de ganchos en las columnas es de 30 cm, el cual cumple con los requerimientos de diseño de concreto armado.

C. Traslape o empalme

En el plano de estructuras el traslape en columnas es de 80cm, éste empalme está en centro de la columna el cual es una zona ideal.

En la unión de vigas y columnas se ha considerado un refuerzo en diagonal con un acero de diámetro de 1/2" el cual confina en las vigas con una longitud de 50cm.

En la figura 9 se muestra la conexión del acero en la unión viga – columna, el cual se ha extraído del plano de construcción del edificio cuando se construyó el segundo y tercer nivel.

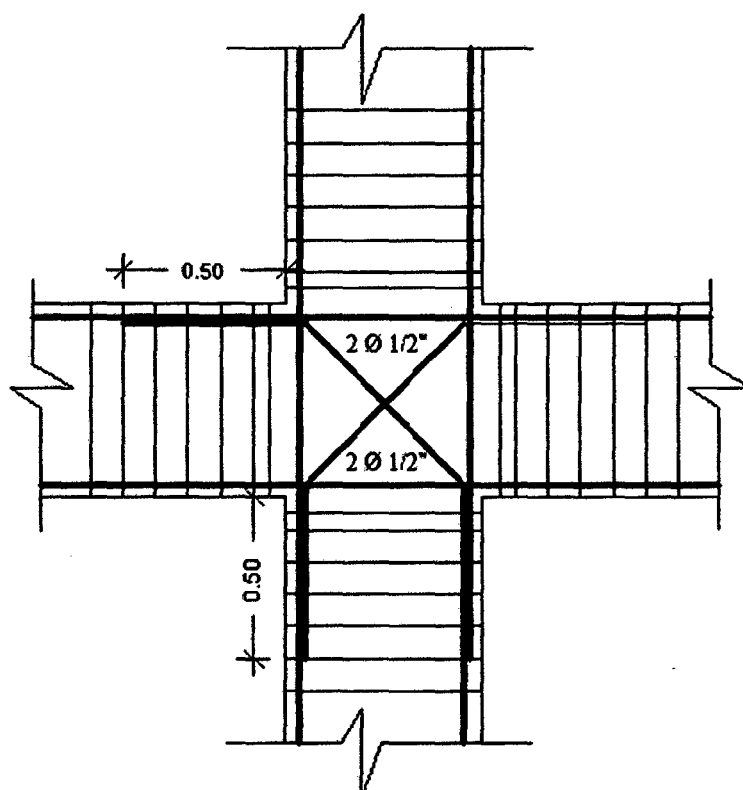


Figura 9 Detalle de armadura unión viga –columna.

2.7.7 Asentamiento de la estructura.

A. Método geotécnico.

Primero determinamos la presión de trabajo en cada zapata cuadrada.

Tabla 20 Presión de trabajo en cada zapata.

Zapata	Peso de cada Zapata (Ton)	Peso en cada Columna (Ton)	Peso total P (Ton)	Área de zapata (m ²)	Presión de trabajo, q (Ton/m ²)
Z1	8,47	78,74	87,21	7,84	11,12
Z2	8,47	60,83	69,29	7,84	8,84
Z3	8,47	22,46	30,93	7,84	3,95
Z4	8,47	49,37	57,83	7,84	7,38
Z5	8,47	78,63	87,10	7,84	11,11
Z6	8,47	82,89	91,36	7,84	11,65
Z7	8,47	79,50	87,96	7,84	11,22

Definimos los parámetros que intervienen y remplazando en la ecuación (6) tenemos:

$B = 2,80$ m (ancho de zapata)

$\mu = 0,25$ (Tabla N°3 Coeficiente de poisson para suelo flexible areno arcilloso)

$E_s = 4 \times 10^3$ Ton/m² (Tabla 2, Módulo de elasticidad)

$I_f = \text{cm/m}$, para suelo flexible depende de la ubicación de la zapata (Tabla 4)

Tabla 21.1 Asentamiento por el método geotécnico en cada zapata.

Zapata	Ubicación de Zapata	Presión de trabajo, q (ton/m ²)	Ancho de zapata, B (m)	Poisson, μ	Módulo de elasticidad, Es (Ton/m ²)	If (cm/m)	Asentamiento Si (cm)
Z1	Interior	12,13	2,80	0,25	4000,00	112,00	0,89
Z2	Exterior	10,78	2,80	0,25	4000,00	95,00	0,67
Z3	Esquina	5,38	2,80	0,25	4000,00	56,00	0,20
Z4	Exterior	8,95	2,80	0,25	4000,00	95,00	0,56
Z5	Exterior	13,62	2,80	0,25	4000,00	95,00	0,85
Z6	Exterior	14,30	2,80	0,25	4000,00	95,00	0,89
Z7	Exterior	13,75	2,80	0,25	4000,00	95,00	0,86

Como observamos los asentamientos no superan 1.5cm, que es el máximo para suelos flexibles.

Tabla 21.2 Asentamiento diferencial en cada zapata, método geotécnico.

Asentamiento entre Zapatas	Asentamiento Diferencial, δ_i (cm)	Distancia entre zapatas, L (cm)	Distorsión angular, $\alpha = \delta/L$	Norma E.050, $\alpha = 1/300$, Grietas en paredes	Según Norma E.050
Z1-Z2	0,22	700,00	0,00031	0,00333	Cumple
Z2-Z3	0,47	550,00	0,00086	0,00333	Cumple
Z3-Z4	0,36	700,00	0,00051	0,00333	Cumple
Z1-Z4	0,33	550,00	0,00061	0,00333	Cumple
Z1-Z5	0,04	700,00	0,00006	0,00333	Cumple
Z5-Z6	0,04	550,00	0,00008	0,00333	Cumple
Z6-Z7	0,03	550,00	0,00006	0,00333	Cumple

B. Método analítico.

Primero calcularemos el coeficiente de balasto, Cz, según la ecuación (2.1) definiremos los parámetros que intervienen.

$$A = 2,80\text{m} \times 2,80\text{m} = 7,84\text{m}^2$$

$$a = b = 2,80\text{m}$$

$$C_0 = 0,80 \text{ Kg/cm}^3 \text{ y } \rho_0 = 0,20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Según la tabla 1)}$$

$$\Delta = 1 \text{ m}^{-1}$$

ρ , presión de trabajo se calcula según la ecuación (2.2)

$$\text{Peso del edificio} = 1493000 \text{ kg}$$

$$\text{N}^\circ \text{ Zapatas} = 28$$

$$\text{Peso de zapatas} = 28(2400\text{kg/m}^3 \cdot 0,45\text{m} \cdot 2,80\text{m} \cdot 2,80\text{m}) = 237081,6 \text{ kg}$$

$$\text{Área de zapata} = 7,84\text{m}^2 = 78400 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{1493000 \text{ kg} + 237081,6 \text{ kg}}{28 \cdot 78400 \text{ cm}^2} = 0,788 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Reemplazando en la ecuación (2.1), tenemos:

$$C_z = 0,80 \text{ Kg/cm}^3 \left[1 + \frac{2(2,80\text{m} + 2,80\text{m})}{1\text{m}^{-1} * 2,80\text{m} * 2,80\text{m}} \right] \sqrt{\frac{0,788 \text{ kg/cm}^2}{0,20 \text{ kg/cm}^2}} = 3,856 \text{ kg/cm}^3$$

$$C_z = 3,856 \text{ kg/cm}^3 = 3856 \text{ Ton/m}^3$$

Luego calculamos el coeficiente de rigidez equivalente, R_z , según la ecuación (1) o ecuación (8).

$$R_z = 3856 \text{ Tn/m}^3 * 7.84 \text{ m}^2 = 30231,04 \text{ Ton/m}$$

Despejando y reemplazando en la ecuación (7) tenemos:

Tabla 22.1 Asentamiento por el método analítico en cada zapata.

Zapata	Peso en Zapata, P (Ton)	Coefficiente de rigidez equivalente, R_z (Ton/m)	Asentamiento S_i (cm)
Z1	95,08	30231,04	0,31
Z2	84,50	30231,04	0,28
Z3	42,16	30231,04	0,14
Z4	70,18	30231,04	0,23
Z5	106,75	30231,04	0,35
Z6	112,08	30231,04	0,37
Z7	107,84	30231,04	0,36

Podemos ver que los asentamientos calculados con el método analítico son menores a los calculados por el método geotécnico, los asentamientos no superan 1.5cm, que es el máximo para suelos flexibles.

Luego calculamos los asentamientos diferenciales y la distorsión angular según el artículo 14 de la norma E.050

Tabla 22.2 Asentamiento diferencial en cada zapata, método analítico.

Asentamiento entre Zapatas	Asentamiento Diferencial, δ_i (cm)	Distancia entre zapatas, L (cm)	Distorsión angular, $\alpha = \delta/L$	Norma E.050, $\alpha = 1/300$ Grietas en paredes	Según Norma E.050
Z1-Z2	0,04	700,00	0,00005	0,00333	Cumple
Z2-Z3	0,14	550,00	0,00025	0,00333	Cumple
Z3-Z4	0,09	700,00	0,00013	0,00333	Cumple
Z1-Z4	0,08	550,00	0,00015	0,00333	Cumple
Z1-Z5	0,04	700,00	0,00006	0,00333	Cumple
Z5-Z6	0,02	550,00	0,00003	0,00333	Cumple
Z6-Z7	0,01	550,00	0,00003	0,00333	Cumple

La distorsión angular $\alpha = 1/300$, según la norma E.050 es el límite máximo donde se presentan las primeras grietas en las paredes, podemos observar que dichas distorsiones ya sea en el método geotécnico o analítico son menores a los establecidos a la norma antes mencionada.

2.7.8 Análisis sísmico.

El análisis del edificio consiste en estudiar el probable comportamiento del edificio a medida que sus elementos principales reciban cargas ya sea por la gravedad por el peso propio del edificio, y cargas horizontales como las de sismo.

Este análisis se hace de acuerdo a la Norma de Diseño Sismo-resistente E.030 dada por el RNE, el cual nos define dos tipos de a tomar en cuenta, dependiendo de las características de regularidad y altura del edificio, los cuales son: análisis estático y análisis dinámico. Ambos se hacen para las dos direcciones principales del edificio y de manera independiente, en este caso X e Y.

Para poder realizar dicho análisis sísmico se ha hecho uso de un programa computacional llamado SAP 2000 v14, el cual basándose en un sistema de análisis por elementos finitos sobre un modelo de la estructura calculará de manera inmediata los

esfuerzos que se producen en ella por la aplicación de las cargas, tanto las de gravedad como las de sismo.

A. Modelo estructural.

Antes de elaborar el modelo se deben hacer algunos cálculos que serán utilizados para el análisis estático y dinámico posteriormente. Lo primero es el cálculo de los centros de masa rotacional para cada piso de la estructura, éstos representan el total de la masa aplicada sobre cada piso representado en un punto en cada planta de la estructura. Para esto será necesario hallar el peso de cada piso y del edificio.

Según la norma E.030, el peso de la edificación se calcula como el total de la carga muerta más el 50% de carga viva, por tratarse de una edificación de categoría A. Luego de hallar el peso de cada nivel y del edificio, calcularemos la inercia rotacional del edificio.

El peso del edificio por piso de acuerdo al metrado de cargas efectuado y a las consideraciones mencionadas anteriormente es de 595,28ton para el primer piso; 537,16ton para el segundo piso y 360,89ton para el tercer piso, por lo que el peso total del edificio es de 1493,33ton.

Tabla 23 Carga muerta y viva actuantes en cada piso del edificio

Piso	Total Carga Muerta (Ton)	Total Carga Viva (Ton)	Porcentaje Carga Viva (Ton)	Peso Total CM+50%CV (Ton)
			50%	
1	509,15	172,26	86,13	595,28
2	451,03	172,26	86,13	537,16
3	352,28	17,23	8,61	360,89
TOTAL =				1493,33

Luego, definimos las características del modelo.

La altura de entrepiso es de 2,90m en el primer y segundo piso; variando en el tercer piso en las columnas centrales, el cual tiene una altura de 4,50m por la inclinación de las vigas principales debido a la inclinación del techo a dos aguas.

A continuación en las figuras 10, 11 y 12 observamos el modelo utilizado para el análisis sísmico de este edificio, el modelo 3D, la planta típica y la elevación del edificio.

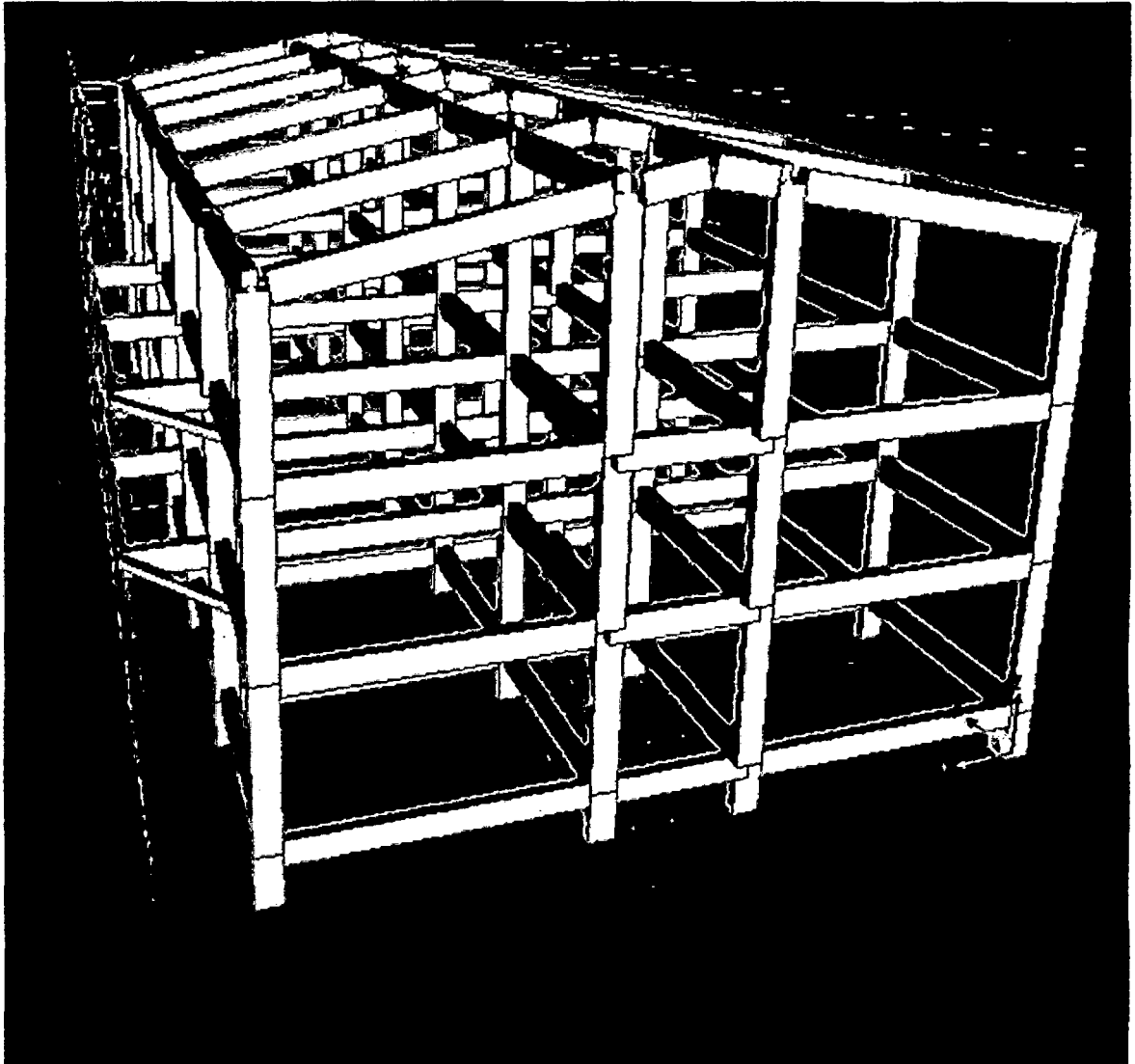
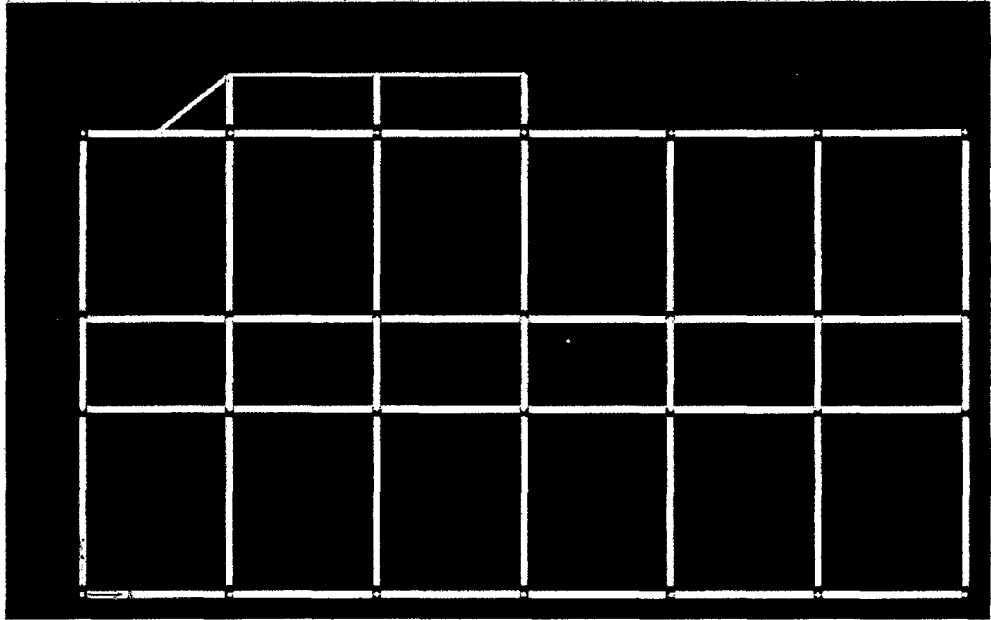
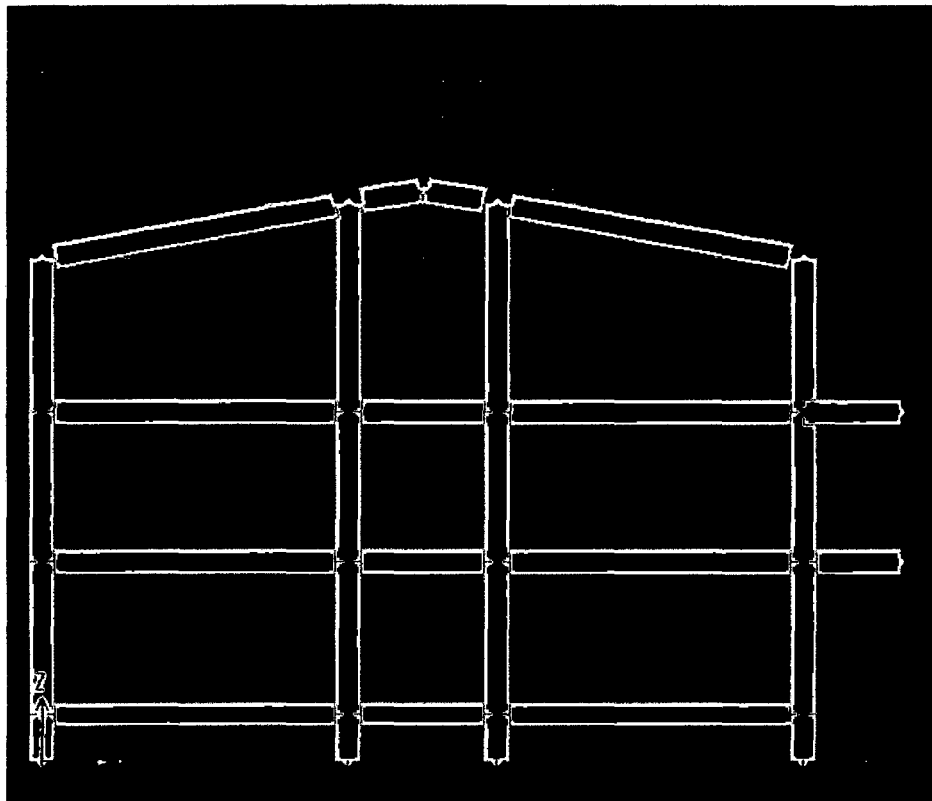


Figura 10 Modelo 3D



Figuras 11 Modelo en Planta



Figuras 12 Modelo en Elevación

B. Parámetro de sitio.

De acuerdo con la norma de E.030 se definen ciertos valores para el diseño sísmo-resistente de acuerdo con las características propias del proyecto, para desarrollar el análisis estructural lo más aproximado a la realidad.

Dichos parámetros son los siguientes:

- Factor de Zona
- Condiciones Geotécnicas.
- Período Fundamental de la Edificación.
- Factor de Amplificación Sísmica.
- Categoría de la Edificación y Factor de Uso.
- Configuración Estructural.
- Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica.
- Excentricidad Accidental.

Así definimos:

a. Factor de Zona (Z)

Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (artículo 5 de la Norma E.030). De acuerdo con esto para nuestro edificio que se ubica en la ciudad de Jaén, tenemos

$$ZONA = 3 \quad Z = 0,40$$

b. Condiciones Geotécnicas

Esto tiene que ver con el tipo de suelo sobre el cual está ubicado nuestro edificio. La clasificación de los suelos se hace en base a sus propiedades mecánicas, espesor del estrato, su período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de ondas de corte.

Los suelos se han clasificado en 4 tipos de los cuales nuestro edificio está ubicado, de acuerdo a las características del suelo de Jaén, dentro de los suelos tipo S3 que

equivale a suelos flexible, que corresponde a suelos areno arcillosos, éste suelo posee también un periodo fundamental que lo caracteriza, así:

$$\text{Tipo de suelo} = S3 \qquad T_p = 0,9\text{seg} \qquad S = 1,4$$

c. Período Fundamental de la Edificación (T)

El período fundamental de un edificio se estima mediante un procedimiento de análisis dinámico según el cual se toma en consideración las características de rigidez y distribución de masas de la estructura. Como primera aproximación para determinar el valor del factor de amplificación sísmica

Así se determinó para nuestro edificio los siguientes valores:

$$\text{Dirección X: } T_{xx} = 0,714$$

$$\text{Dirección Y: } T_{yy} = 0,510$$

d. Factor de Amplificación Sísmica (C)

Este valor representa el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo. Este coeficiente se define dependiendo de la ubicación del edificio y del suelo sobre el cual se construirá el mismo. De acuerdo con la norma E.030 se define así:

$$C = 2,5 (T_p/T); C \leq 2,50$$

Para cada una de las direcciones principales se obtendrá un periodo fundamental. Según la Norma E.030 existen dos formas de estimar el periodo fundamental de la estructura: una de ellas es citada en el artículo 17(17.2) para el análisis estático y la otra se cita en el artículo 18(18.2.a) para el análisis dinámico. Esta última es la que se tuvo en cuenta para la presente tesis.

En el análisis dinámico, el periodo fundamental para cada una de las direcciones se define como el periodo del modo de vibración con el mayor porcentaje de masa efectiva.

Los periodos naturales y modos de vibración del edificio, se obtienen con la ejecución del modelo estructural desarrollado mediante el programa SAP 2000 v14.

$$\text{En X: } C_{xx} = 2,5(0,9/0,714) = 3,15; \quad C_{xx} = 2,5$$

$$\text{En Y: } C_{yy} = 2,5(0,9/0,510) = 4,41; \quad C_{yy} = 2,5$$

e. Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U)

De acuerdo al uso que se va a dar a éste edificio, tenemos según la norma E.030 que pertenece a la categoría A de Edificaciones Esenciales, por ser una estructura universitaria para servicio académico, cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, etc. y por consiguiente el valor asignado será 1,50

Edificación Tipo A

Factor de Uso (U) = 1,50

f. Configuración Estructural

De acuerdo con esto, el objetivo es definir la regularidad de una estructura, esto se hace según los siguientes criterios de irregularidades en altura y planta:

a) Irregularidades estructurales en altura:

- **Irregularidades de rigidez (piso blando)**

De acuerdo con esto se comparan la suma de las áreas de las secciones transversales de un piso con el otro, lo que para nuestro caso no será de igual valor, dado que no tenemos una planta típica para los 03 pisos.

- **Irregularidades de masa**

Al igual que el anterior criterio, en nuestro edificio cada piso es diferente al otro por lo que no tendrán la misma masa en todos los pisos.

- **Irregularidad geométrica vertical**

Esto se refiere a la continuidad vertical de muros en una dirección entre un piso y otro adyacente, la cual debe ser la misma, para nuestro edificio no cumple, porque según arquitectura, la distribución de muros en cada piso es diferente.

- **Discontinuidad en los sistemas resistentes**

Existe discontinuidad en los elementos verticales puesto que la distribución de todos ellos para un piso es diferente para todos los demás.

b) Irregularidades estructurales en planta:

- **Irregularidad torsional**

De acuerdo con los desplazamientos relativos de entrepiso hallados podemos concluir que en ambas direcciones, dichos desplazamientos son mayores que el 50% del máximo indicado por la norma para edificios de concreto (0,007), como se muestra en el cuadro más adelante, por lo tanto existirá irregularidad torsional y el edificio será clasificado como irregular debido a la torsión producida por fuerzas horizontales sobre éste.

- **Esquinas entrantes**

Debido a la uniformidad de las plantas no existen esquinas entrantes pronunciadas en nuestro edificio.

- **Discontinuidad de diafragma**

Nuestro edificio no presenta este tipo de discontinuidad ya que el diafragma rígido se mantiene a lo largo de toda la losa sin ser interrumpido seriamente por algún ducto, salvo por pequeñas ductos.

En conclusión podemos decir que la estructura de nuestro edificio es IRREGULAR en planta y elevación debido a la torsión que se genera al aplicar cargas de sismo.

g. Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica.

El sistema estructural se clasifica según el material usado en la misma y según el conjunto de elementos predominantes que forman parte del sistema estructural Sismo-resistente en cada dirección, para nuestro caso toda la estructura está construida de concreto armado, formado por vigas y columnas los cuales forman pórticos, el factor de reducción correspondiente en cada dirección será 8. Sin embargo la norma E.030 también especifica que, si se tratase de un edificio irregular, éste valor será reducido a los $\frac{3}{4}$ del mismo, por lo que tendremos:

En X-X: Pórticos estructurales $R_x = \frac{3}{4} \times 8 = 6,0$

En Y-Y: Pórticos estructurales $R_y = \frac{3}{4} \times 8 = 6,0$

h. Excentricidad Accidental.

Debido a la incertidumbre con respecto a la ubicación de los centros de masa, la norma indica que se debe considerar una excentricidad accidental del 5% de la longitud correspondiente a cada lado de la edificación perpendicular a la dirección de las fuerzas, según esto tenemos:

En la dirección X-X: $L = 33,00\text{m}$ $e_x = 1,65\text{m}$

En la dirección Y-Y: $L = 17,40\text{m}$ $e_y = 0,87\text{m}$

C. Análisis Estático.

Por medio de este método de análisis se representan las sollicitaciones sísmicas que actúan sobre cada nivel de la edificación, estas fuerzas las hallamos por medio de la siguiente relación basada en los datos obtenidos anteriormente:

$$V = \frac{ZUSC}{R} \cdot P \quad (12)$$

Esta relación nos da como resultado la fuerza cortante en la base como porcentaje del peso de la edificación.

Estos valores de fuerza cortante se podrían aplicar a la estructura de manera repartida por piso por el análisis estático por fuerzas físicas del edificio de acuerdo a una relación matemática que indica la norma, pero esto también nos indica que este análisis solo es válido para edificios de 45m de altura y con una estructura regular.

Como tema de investigación vamos emplear el análisis estático sólo para calcular el asentamiento de las zapatas de la estructura.

Determinaremos las fuerzas cortantes por piso, según el artículo 17.4 de la norma E.030, de la siguiente manera:

Tabla 24 Cálculo de la cortante Basal, método estático.

Parámetro	Dirección	
	X-X	Y-Y
Z	0,40	0,40
U	1,50	1,50
S	1,40	1,40
R	6,00	6,00
TP	0,90	0,90
T	0,71	0,51
C calculado	3,15	4,41
C asumido	2,50	2,50
P(Ton)	1493,33	1493,33
V (Ton)	522,67	522,67
V= %P	35,00%	35,00%
Fa (Ton)	26,12	0,00
C/R ≥ 0,125	0,42	0,42

El valor en negrita es la cortante basal en cada dirección, según ecuación (12).

Si el periodo fundamental T, es mayor que 0,70 s; una parte de la fuerza cortante V, denominada Fa, deberá aplicarse como fuerza concentra en la parte superior de la estructura. Esta fuerza Fa se determinará mediante la expresión:

$F_a = 0,007(TV) \leq 0,15 \cdot V$, donde el periodo T en la expresión anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base.

El resto de la fuerza cortante, es decir (V-Fa) se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} (V - F_a) \quad (13)$$

Esto es solo aplicable en la dirección X; T = 0,71; ya que en la dirección Y; T = 0,51

Reemplazando en la ecuación (13) determinamos en cada dirección, así:

En X - X:

$$F_1 = \frac{P_1 h_1}{P_1 h_1 + P_2 h_2 + P_3 h_3} (V - Fa) = \frac{595,28 * 3,5}{595,28 * 3,5 + 537,16 * 7 + 360,89 * 12,13} * (522,67 - 26,12)$$

$$F_1 = 101,21 \text{ ton}$$

$$F_2 = \frac{P_2 h_2}{P_1 h_1 + P_2 h_2 + P_3 h_3} (V - Fa) = \frac{537,16 * 7}{595,28 * 3,5 + 537,16 * 7 + 360,89 * 12,13} * (522,67 - 26,12)$$

$$F_2 = 182,67 \text{ ton}$$

$$F_3 = \frac{P_3 h_3}{P_1 h_1 + P_2 h_2 + P_3 h_3} (V - Fa) = \frac{360,89 * 12,13}{595,28 * 3,5 + 537,16 * 7 + 360,89 * 12,13} * (522,67 - 26,12)$$

$$F_3 = 212,66 \text{ ton}$$

En Y - Y:

$$F_1 = \frac{P_1 h_1}{P_1 h_1 + P_2 h_2 + P_3 h_3} V = \frac{595,28 * 3,5}{595,28 * 3,5 + 537,16 * 7 + 360,89 * 12,13} * 522,67 = 106,54 \text{ ton}$$

$$F_2 = \frac{P_2 h_2}{P_1 h_1 + P_2 h_2 + P_3 h_3} V = \frac{537,16 * 7}{595,28 * 3,5 + 537,16 * 7 + 360,89 * 12,13} * 522,67 = 192,28 \text{ ton}$$

$$F_3 = \frac{P_3 h_3}{P_1 h_1 + P_2 h_2 + P_3 h_3} V = \frac{360,89 * 12,13}{595,28 * 3,5 + 537,16 * 7 + 360,89 * 12,13} * 522,67 = 223,85 \text{ ton}$$

Tabla 25 Distribución de la fuerza sísmica en altura

NIVEL	Denominación	Dirección X-X (Ton)	Dirección Y-Y (Ton)
1	F ₁	101,21	106,54
2	F ₂	182,67	192,28
3	F ₃	212,66	223,85

Como tema de investigación mediante el análisis estático vamos a determinar los asentamientos en la cimentación mediante modelamiento en el programa SAP 2000, para comparar con los asentamientos obtenidos con los métodos geotécnico y analítico anteriormente calculados, se adicionará al modelo, zapatas y se tendrá en cuenta la rigidez equivalente del suelo o balasto del suelo, $R_z = 30231,04 \text{ Ton/m}$, obtenido en el acápite 2.6.7.2, el modelo se muestra en la Figura 12.

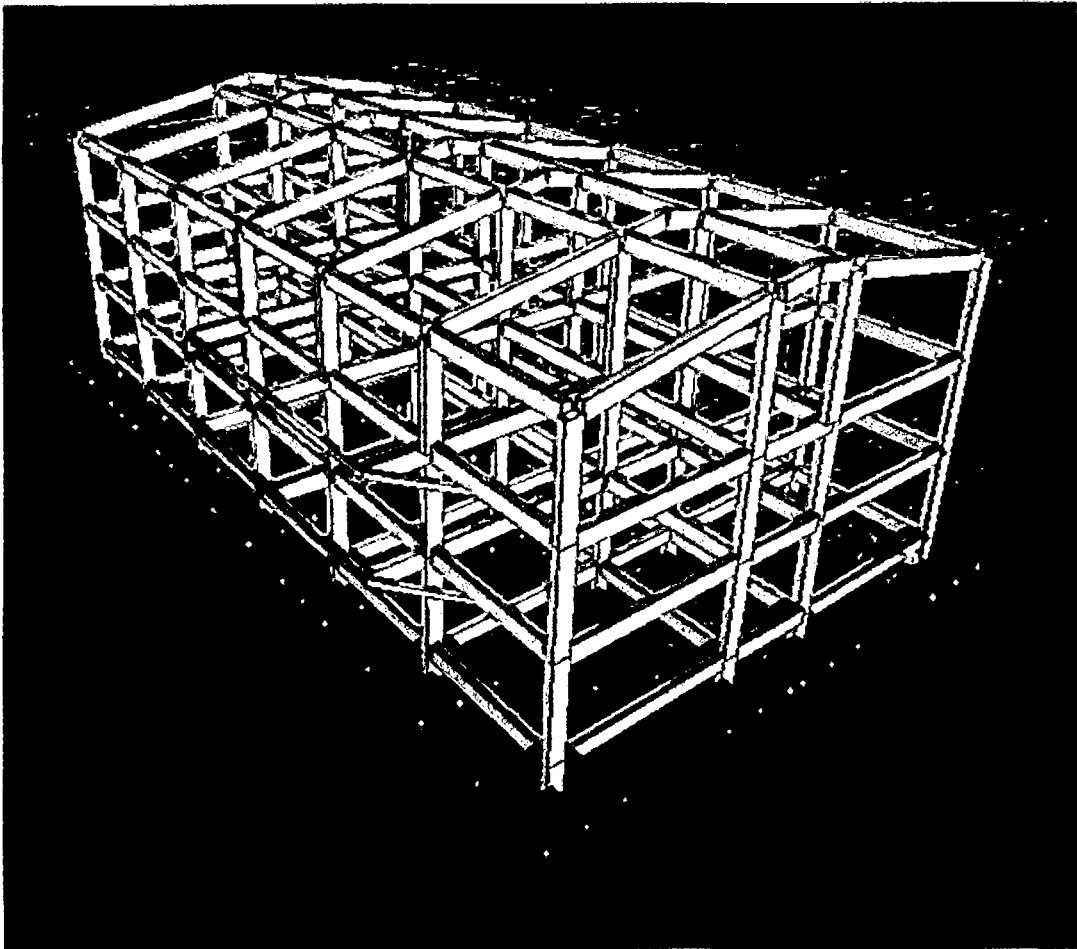


Figura 13 Modelo 3D con Zapata

Modelamos al edificio y determinamos el asentamiento máximo, el cual es de 7,297mm (0,729cm), menor a 1,50cm que es el máximo para suelo flexible.

Tabla 26 Asentamiento máximo mediante SAP 2000 v14

Cimiento	Asentamiento (mm) - Balasto	
	COMB1SISMOX+	COMB1SISMOY+
$Z_{\text{máximo}}$	7,297	5,854

Esto demuestra la consistencia en el cálculo del asentamiento del edificio, en los métodos analítico, geotécnico y el programa SAP 2000 v14.

D. Análisis Dinámico.

El análisis dinámico de una edificación puede hacerse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo historia, el primero se usa regularmente en estructuras comunes y el segundo para edificaciones especiales. Sin embargo, para el caso de nuestro edificio usaremos el análisis por combinación modal espectral, ya que no contamos con registros para un análisis tiempo historia.

Para cada dirección de análisis se usará un espectro de pseudo aceleraciones que se define por la siguiente relación:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} \cdot g \quad (14)$$

El espectro usado es el que describe de acuerdo a los estudios realizados del comportamiento típico de un movimiento sísmico para suelo del tipo S3 en la ciudad de Jaén, región Cajamarca.

Para nuestro edificio se determinó la respuesta máxima elástica esperada correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración obtenidos, dicha respuesta máxima también puede estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

Mediante este método obtenemos también las fuerzas internas de todos los elementos que componen la estructura y también los parámetros globales de la misma, como son: los modos de vibración del edificio, los valores de fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, desplazamientos totales y relativos de entrepiso, derivas, etc., los cuales se mostrarán más adelante en los cuadros respectivos.

E. Modos de vibración y períodos fundamentales.

Así tenemos los diferentes modos de vibración de la estructura, su período correspondiente y la cantidad de masa involucrada en cada modo.

El periodo fundamental de la estructura fue de $T = 0,714$ segundos.

Tabla 27 Modos de vibración, periodo fundamental y masa participativa.

MODO	PERIODO	%MASA		%MASA ACUMULADA	
	(segundos)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
1	0,714	90,145	0,021	90,145	0,021
2	0,510	0,120	71,963	90,266	71,984
3	0,426	0,159	15,716	90,425	87,700
4	0,274	8,004	0,001	98,429	87,701
5	0,184	0,009	8,393	98,438	96,094
6	0,177	1,553	0,003	99,991	96,097
7	0,154	0,008	1,799	99,998	97,896
8	0,103	0,001	1,605	99,999	99,502
9	0,087	0,001	0,498	100,000	100,000

Los modos fundamentales son los modos donde la suma de los porcentajes de masa participativa sea el 90% de la masa total y debe ser como mínimo los tres primeros modos.

Podemos observar de la tabla anterior que para el eje X los modos fundamentales son los 3 primeros modos, mientras que para el eje Y son los primeros 5 modos.

Son varios los modos significativos (los que suman más del 90% de la masa efectiva).

Cabe resaltar que los modos de vibración en el eje X trabajan con más del 90% de masa efectiva de la estructura, mientras en el eje Y trabajan con más del 90% de masa efectiva de la estructura a partir del quinto modo.

Además apreciamos modos muy cercanos, gran acercamiento de la masa efectiva, esto se explica porque en el edificio no existen esquinas entrantes.

F. Control de desplazamientos laterales.

a) Desplazamientos relativos de entrepiso.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales, multiplicamos el desplazamiento resultante por 0.75 R (R es el factor de reducción en cada dirección del análisis), de acuerdo con la norma E.030, además, éste desplazamiento no deberá exceder 0.007

veces la altura de entrepiso de 4.60m, 3,50 y 4,82m. (0.007 por ser de concreto armado), o 3,22cm, 2,45cm y 3,37cm respectivamente y así tenemos:

Tabla 28.1 Desplazamientos en la dirección X-X:

Piso	COMB1SIMOSX	H	Deriva	RNE	Cumple	Desplazamiento relativo (cm)	Desplazamiento acumulado (cm)
	Desplazamiento (m)	m					
3	0,3551	4,820	0,0167	0,007	NO	8,066	8,066
2	0,2745	3,500	0,0339	0,007	NO	11,854	19,921
1	0,1559	4,600	0,0339	0,007	NO	15,592	35,513

Tabla 28.2 Desplazamientos en la dirección Y-Y:

Piso	COMB1SISMOY	H	Deriva	RNE	Cumple	Desplazamiento relativo (cm)	Desplazamiento acumulado (cm)
	Desplazamiento (m)	M					
3	0,1602	4,820	0,0090	0,007	NO	4,325	4,325
2	0,1170	3,500	0,0158	0,007	NO	5,531	9,856
1	0,0617	4,600	0,0134	0,007	NO	6,166	16,022

Por lo tanto, podemos observar que los desplazamientos en la dirección X e Y son mayores a los desplazamientos de cada piso según la NTE (límite de desplazamientos de entrepiso para el concreto armado).

Los valores resaltados los máximos acumulados para sismos en ambas direcciones, el desplazamiento total para el sismo en la dirección paralela al eje X es de 35,513cm, y para el sismo en la dirección paralela al eje Y es de 16,022cm.

b) Junta de separación sísmica.

Es el espacio físico de separación que debe haber entre dos edificaciones para evitar que estas choquen entre sí durante un movimiento sísmico, este espacio (s) deber ser el mayor de los siguientes:

Es el espacio físico de separación que debe haber entre dos edificaciones para evitar que estas choquen entre sí durante un movimiento sísmico, este espacio (s) deber ser el mayor de los siguientes:

- ❖ $S = 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- ❖ $S > 3$ cm.
- ❖ $S = 3 + 0.004 (h - 500)$ cm (h es la altura a la que se calcula el valor de S)

Para nuestro edificio, el primer criterio es aplicable sólo en la dirección Y por la presencia de la escalera, ya que en la dirección X nuestro edificio está separado mediante espacios amplios con respecto a otros edificios.

Desplazamiento máximo = 16,022cm

Entonces: $S = 2/3 \times 16,022\text{cm} = 10,68\text{cm}$

Para el último el valor para h es 10,50m por lo que: $S = 5,2\text{cm}$

De acuerdo con la norma E.030 será no menor a los $2/3$ del desplazamiento real calculado ni menor a $S/2$, por lo tanto:

La junta de separación será de 10,68cm, por tema práctico tomaremos 4" (10,16cm), el cual es mayor a la junta de separación del plano.

G. Estabilidad al Volteo del Edificio.

Toda estructura y su cimentación deben ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo.

El factor de seguridad al volteo deberá ser mayor o igual a 1.50 y se evaluará con la siguiente expresión.

$$FS \text{ volteo} = \frac{\sum Mr : \text{Sumatoria de momentos resistentes al volteo.}}{\sum Ma : \text{Sumatoria de momentos actuantes.}} \geq 1,50$$

En las tablas siguientes se muestran los cálculos para obtener el factor de seguridad al volteo para cada una de las direcciones analizadas.

Tabla 29.1 Factor de seguridad al Volteo - Dirección X - X

Piso	Momentos Actuantes (Ma)			Momentos Resistentes (Mr)		
	Fi (ton)	Hi (m)	Ma = Fi x Hi (ton.m)	Pi (ton)	di (m)	Mr = Pi x di (ton.m)
1	101,21	3,50	354,25	595,28	17,5	10417,33
2	182,67	3,50	639,33	537,16	17,5	9400,34
3	212,66	4,13	878,30	360,89	17,5	6315,64
		$\Sigma ma =$	1871,88		$\Sigma mr =$	26133,31

$$FS (x) = 13,96 > 1,50 \text{ OK}$$

Tabla 29.2 Factor de seguridad al Volteo - Dirección Y - Y

Piso	Momentos Actuantes (Ma)			Momentos Resistentes (Mr)		
	Fi (ton)	Hi (m)	Ma = Fi x Hi (ton . m)	Pi (ton)	di (m)	Mr = Pi x di (ton.m)
1	106,54	3,50	372,89	595,28	8,7	5178,90
2	192,28	3,50	672,96	537,16	8,7	4673,31
3	223,85	4,13	924,51	360,89	8,7	3139,78
		$\Sigma ma =$	1970,36		$\Sigma mr =$	12991,99

$$FS (y) = 6,59 > 1,50 \text{ OK}$$

H. Cálculo del área de acero en los elementos estructurales.

Mostraremos sólo el acero en columnas para su comparación con el acero del plano, ya que no se contó con los planos del acero de vigas y la cimentación.

Tabla 30 Área de acero calculado en columnas (Sap2000 v14)

TIPO/NIVEL	C2,C5,C6,C7	C1	C4
1	b(cm)x h(cm)	0,30x0,60	0,30x0,60
	As (cm ²)	51,61	51,61
2	b(cm)x h(cm)	0,30x0,60	0,30x0,60
	As (cm ²)	51,61	51,61
3	b(cm)x h(cm)	0,30x0,60	0,30x0,60
	As (cm ²)	51,61	51,61

CAPÍTULO III. RESULTADOS Y DISCUSION

Del predimensionamiento realizado para la losa aligerada se determinó un espesor de 20,8 cm mientras que en el plano la losa tiene 20cm, cumple el espesor ya que la diferencia es mínima y reduce el peso de la estructura. El peralte de las vigas se estimó entre 0,50cm - 0,58cm frente al 0,60cm que se muestra en el plano.

En cuanto a las columnas se determinó siete (7) tipos de columnas de acuerdo a su área de influencia cuyas áreas oscilan entre 600m² y 1400m² frente a los 1800cm² que muestra el plano de arquitectura, ya que las columnas son de 30cmx60cm.

En el análisis sísmico, de la configuración estructural, se determinó que la estructura es irregular.

En resistencia, el acero de refuerzo es insuficiente en columnas, tal como muestra las siguientes tablas comparativas:

**Tabla 31 Comparación entre el acero del plano y acero calculado (Sap2000 v14).
Área de acero en columnas detallado en el plano**

TIPO/NIVEL	C2,C5,C6,C7	C1	C4
b(cm)xh(cm)	0,30x0,60	0,30x0,60	0,30x0,60
1			
As (cm ²)	22,72	36,28	31,76
b(cm)x h(cm)	0,30x0,60	0,30x0,60	0,30x0,60
2			
As (cm ²)	22,72	36,28	31,76
b(cm)x h(cm)	0,30x0,60	0,30x0,60	0,30x0,60
3			
As (cm ²)	22,72	36,28	31,76

Área de acero en columnas calculado (Sap2000 v14)

TIPO/NIVEL	C2,C5,C6,C7	C1	C4
b(cm)x h(cm)	0,30x0,60	0,30x0,60	0,30x0,60
1			
As (cm ²)	51,61	51,61	51,61
b(cm)x h(cm)	0,30x0,60	0,30x0,60	0,30x0,60
2			
As (cm ²)	51,61	51,61	51,61
b(cm)x h(cm)	0,30x0,60	0,30x0,60	0,30x0,60
3			
As (cm ²)	51,61	51,61	51,61

En vigas y la cimentación no contamos con los detalles de acero por lo que no podemos comparar resultados, sin embargo hemos determinado los asentamientos diferenciales los cuales cumplen con la norma E.050, esto debido al trabajo estructural en conjunto de las zapatas y las vigas de cimentación.

Mediante el método geotécnico, analítico y el software SAP 2000; se determinaron los asentamientos los cuales fueron 0,89cm; 0,37cm y 0,7297cm respectivamente.

En rigidez, los desplazamientos laterales de entrepiso en la dirección X e Y, no cumplen con la NTE E.030, ya que sobrepasan los límites de la norma, eso está sustentado porque no hay la rigidez necesaria en las direcciones principales del edificio. Los modos fundamentales son los modos donde la suma de los porcentajes de masa participativa sea el 90% de la masa total y debe ser como mínimo los tres primeros modos. En nuestro edificio, en el eje X los modos fundamentales son los 3 primeros modos, mientras que para el eje Y son los primeros 5 modos, siendo los modos significativos. Además existe gran acercamiento de la masa efectiva, esto se explica porque en el edificio no existen esquinas entrantes.

Se determinó la junta de separación de 4" (10.16cm) el cual es superior al detallado en el plano de arquitectura, por lo que en futuros eventos sísmicos la estructura podría generar daños a consecuencia de la vibración sísmica hacia estructuras adyacentes, para el caso de nuestro edificio frente a la escalera.

Se calculó el factor de seguridad al volteo del edificio, los cuales fueron en la dirección X igual a 13,96 y en la dirección Y igual a 6,59; mayor a 1,50 que recomienda la norma E.030, demostrando que el estructura es estable al volteo.

La ductilidad de los elementos estructurales es, según el análisis documental, cumple con los requisitos de estructuras dúctiles, ya que en las especificaciones técnicas la resistencia a compresión del concreto es mayor a $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y el acero tiene resistencia de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Del detalle de la armadura de columnas se verificó que el confinamiento, traslape y anclaje cumple con el diseño de concreto armado. Las columnas están confinadas con

estribos de 3/8" de diámetro, por ser el acero longitudinal menores a 1" de diámetro. Los empalmes están realizados en el tercio central de la altura de la columna (entre pisos) y los gancho estándar del acero en barras longitudinales se han doblado a 90° con extensión mínima de 12 veces el diámetro de la barra y en estribos se han doblado a 135° tienen una longitud 10 veces el diámetro de la barra.

CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La capacidad de resistencia de los elementos estructurales no será eficaz ante un evento sísmico, ya que el acero existente es insuficiente según nuestros cálculos realizados mediante el modelamiento en el programa SAP 2000 v14, por lo que el edificio no tendrá un adecuado comportamiento estructural sismo-resistente, aun cuando las dimensiones de los elementos estructurales de vigas, columnas y cimiento cumple con el RNE y la resistencia del concreto, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, sin embargo, en la cimentación la viga de cimentación junto con la zapata controla los asentamientos diferenciales.

La rigidez real en las dos direcciones X e Y, es deficiente porque los desplazamientos laterales de entrepiso sobrepasa el límite de la norma técnica E.030, por lo que será necesario incorporar muros reforzados (placas) para incrementar la rigidez y reducir los desplazamientos laterales.

La ductilidad de los elementos estructurales del edificio cumple con la norma 0.030, de acuerdo al análisis documental, ya que se ha tomado en cuenta los detalles del plano y las especificaciones técnicas del proceso constructivo, en particular la ductilidad local formada por anclajes, confinamientos y traslapes tanto en columnas como en vigas, están diseñados con los requerimientos sísmicos de la norma nacional sísmica E.030 y de concreto armado E.060, por lo que la estructura se comportará elásticamente durante sismos leves e inelásticamente durante sismos severos, evitando el colapso fortuito.

Por lo tanto el edificio principal del UNC – Sede Jaén no cumple con los requisitos fundamentales para un adecuado comportamiento estructural sismo-resistente, porque no cuenta con la resistencia y rigidez suficiente en las direcciones principales X e Y, y únicamente cumple con la norma de la ductilidad de los elementos estructurales.

Debido a que el edificio principal UNC – Sede Jaén no cumple con norma E.030 para un adecuado comportamiento estructural sismo-resistente, se recomienda reforzar la estructura para aumentar la rigidez, de manera tal que se controle los desplazamientos diferenciales de entrepiso para cumplir con la norma y realizar ensayos destructivos o no destructivos del concreto para profundizar más la presente investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ❖ Alva, J. 2006. Diseño de cimentaciones. Instituto de la Construcción y Gerencia, ICG. PT-35. 66 p.
- ❖ Bazán, E. y Meli, R. 2000. Diseño Sísmico de Edificios. Tercera reimpresión. México DF.
- ❖ Blanco, A. 1995. Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.
- ❖ Braja, M. 2001. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. 151 p.
- ❖ Braja, M. 1999. Principles of Foundations Engineering. 4^{ta} Edición. 318 p.
- ❖ Fernández, O. 2010. Evaluación de la Vulnerabilidad Estructural en Edificaciones. Centro de Peritaje Consejo Departamental de Lima. Colegio de Ingenieros del Perú. Disponible en:
<http://es.scribd.com/doc/72999935/Evaluacion-de-la-Vulnerabilidad-Sismica-en-Edificaciones>
- ❖ Harmsen, T. 2007. Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Tercera Edición.
- ❖ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2009. Estudio de Reconstrucción con Viviendas Sismorresistentes en la República del Perú. Disponible en:
<http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc1375/doc1375-contenido.pdf>
- ❖ Mendez, CE. 1988. Metodología. Guía para elaborar diseños de investigación en ciencias económicas, contables y administrativas. McGRAW-HILL, Bogotá, Colombia. 170 p. Y
- ❖ Morales, R. 2000. Diseño en Concreto Armado. Capítulo Peruano ACI. II Congreso Nacional de Estructuras y Construcción. Lima, 7- 9de Diciembre de 2000. 127-128 p.
- ❖ Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006. Norma Técnica de Edificación E.020 - Cargas". Norma Técnica de Edificación E.030 - Diseño Sismorresistente. Norma Técnica de Edificación E.050 – Suelos y Cimentaciones; y Norma Técnica de Edificación E.060 - Concreto Armado".
- ❖ López, O., Hernández, y colaboradores. (2007). Reducing Seismic Risk of School Buildings in Venezuela. Earthquake Spectra, Vol. 23, No 4, pp. 771-779.
- ❖ San Bartolomé, A. 1998. Análisis de Edificios. PUCP. 2 p.
- ❖ Sistema Nacional de Defensa Civil – Perú. Región Cajamarca e INEI. Plan regional de prevención y atención de Desastres – Región Cajamarca 2006.
- ❖ Terzaghi, K. y Peck, R. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.

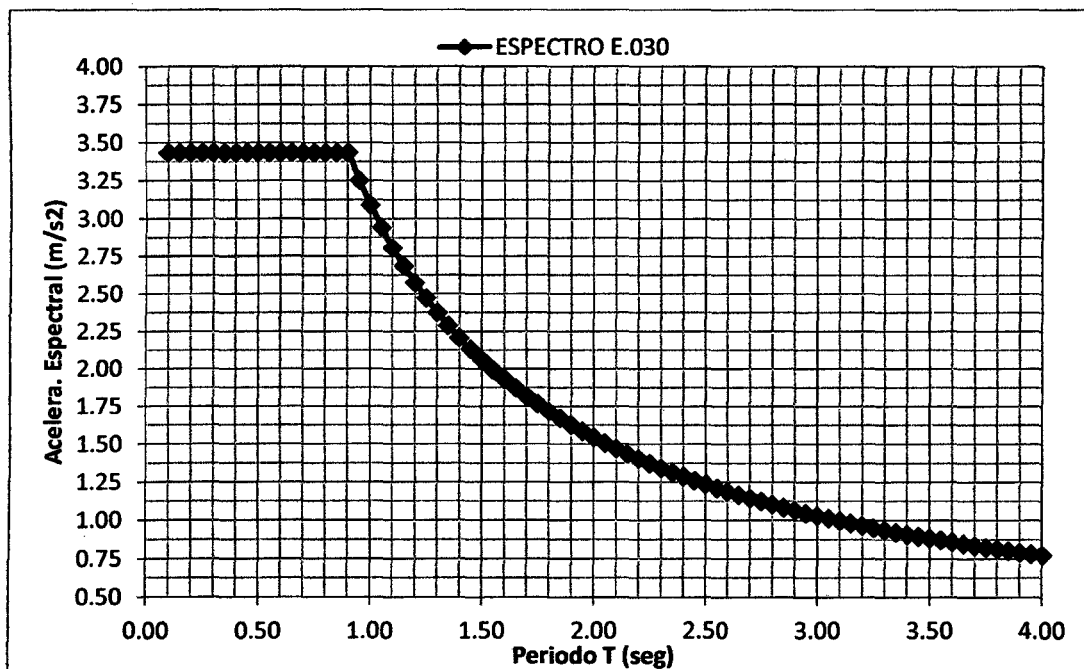
- ❖ Villarreal, G. 2009. Análisis Estructural. 213 p.
- ❖ Villarreal, G. 2009. Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas. Libro Premio Nacional ANR. 9-10, 29-32 p.
- ❖ Villarreal, G. 2008. Análisis Sísmico de Edificaciones. Disponible en:
<http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/ANALISSISMICODEEDIFICIOS.pdf>

ANEXOS

ANALISIS SISMICO DINÁMICO ESPECTRAL DEL EDIFICIO UNC-SJ

Definimos el Espectro de Respuesta

Parámetros	Valores	Descripción
Z	0,40	Zona 3: Jaén - Cajamarca
U	1,50	Edificación Esencial: Edificio Universitario
S	1,40	S3: Suelo flexible
Rx = Ry	6,00	Estructura Irregular, conformada por Pórticos
Tp	0,90	Factor dependiente de "S"
Hn	12,13	Altura del edificio (m)
Ct	35,00	Coefficiente para estimar el periodo fundamental
T	0,35	Periodo fundamental de la estructura
C calculado	6,49	Coefficiente de amplificación sísmica
C asumido	2,50	Coefficiente de amplificación sísmica $\leq 2,5$

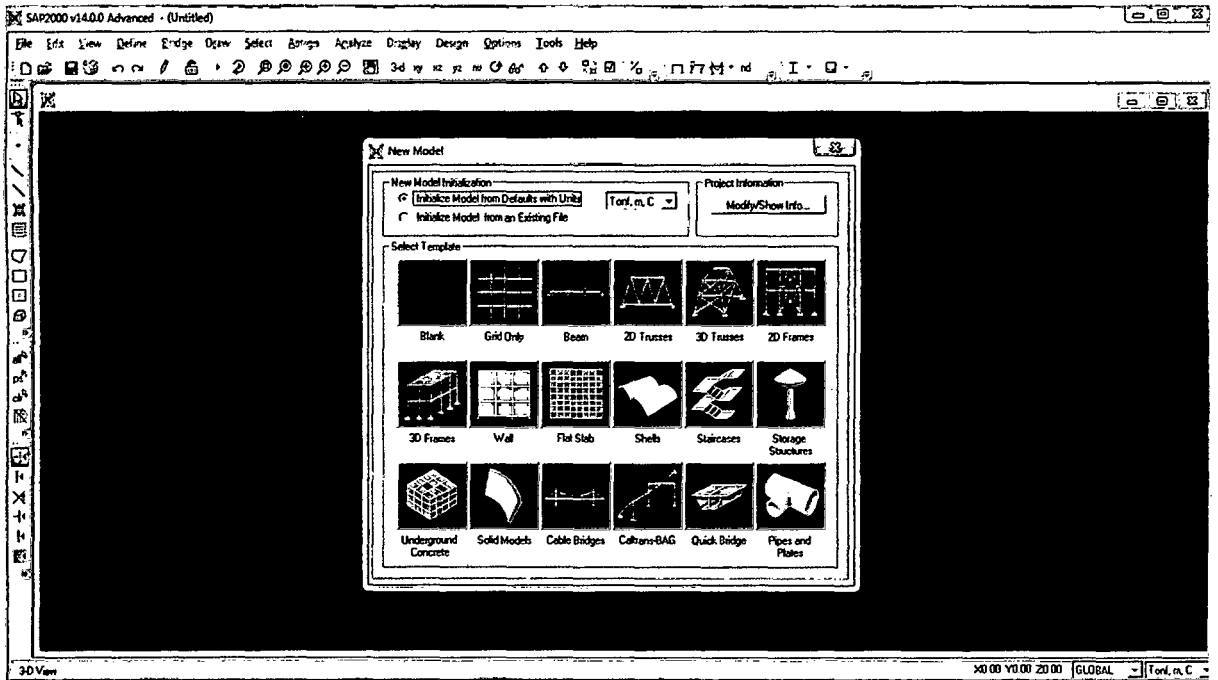


T (Seg)	C (Factor de Amplificación Sísmica)	Sa (m/s ²)
0,150	2,500	3,434
0,200	2,500	3,434
0,250	2,500	3,434
0,300	2,500	3,434
0,350	2,500	3,434
0,400	2,500	3,434
0,450	2,500	3,434
0,500	2,500	3,434
0,550	2,500	3,434
0,600	2,500	3,434
0,650	2,500	3,434
0,700	2,500	3,434
0,750	2,500	3,434
0,800	2,500	3,434
0,850	2,500	3,434
0,900	2,500	3,434
0,950	2,368	3,253
1,000	2,250	3,090
1,050	2,143	2,943
1,100	2,045	2,809
1,150	1,957	2,687
1,200	1,875	2,575
1,250	1,800	2,472
1,300	1,731	2,377
1,350	1,667	2,289
1,400	1,607	2,207
1,450	1,552	2,131
1,500	1,500	2,060
1,550	1,452	1,994
1,600	1,406	1,931
1,650	1,364	1,873
1,700	1,324	1,818
1,750	1,286	1,766
1,800	1,250	1,717
1,850	1,216	1,670
1,900	1,184	1,626
1,950	1,154	1,585
2,000	1,125	1,545

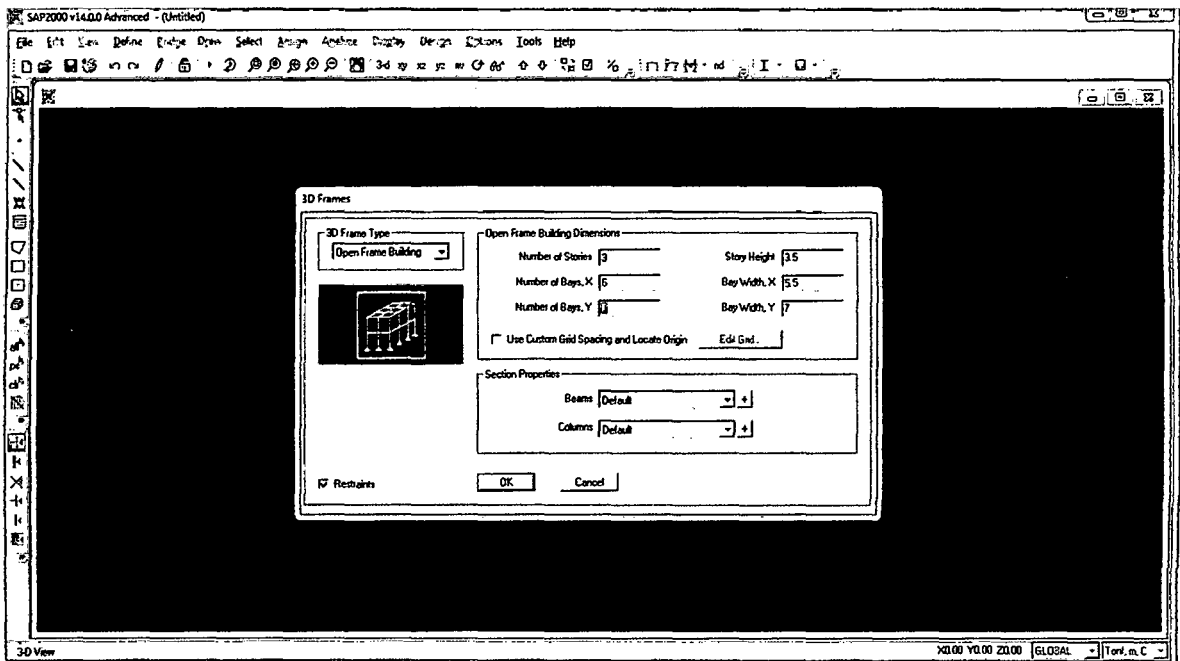
T (Seg)	C (Factor de Amplificación Sísmica)	Sa (m/s ²)
2,100	1,071	1,472
2,150	1,047	1,437
2,200	1,023	1,405
2,250	1,000	1,373
2,300	0,978	1,344
2,350	0,957	1,315
2,400	0,938	1,288
2,450	0,918	1,261
2,500	0,900	1,236
2,550	0,882	1,212
2,600	0,865	1,189
2,650	0,849	1,166
2,700	0,833	1,145
2,750	0,818	1,124
2,800	0,804	1,104
2,850	0,789	1,084
2,900	0,776	1,066
2,950	0,763	1,048
3,000	0,750	1,030
3,050	0,738	1,013
3,100	0,726	0,997
3,150	0,714	0,981
3,200	0,703	0,966
3,250	0,692	0,951
3,300	0,682	0,936
3,350	0,672	0,922
3,400	0,662	0,909
3,450	0,652	0,896
3,500	0,643	0,883
3,550	0,634	0,870
3,600	0,625	0,858
3,650	0,616	0,847
3,700	0,608	0,835
3,750	0,600	0,824
3,800	0,592	0,813
3,850	0,584	0,803
3,900	0,577	0,792
3,950	0,570	0,782

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} \cdot g, C = 2,5, \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2,5$$

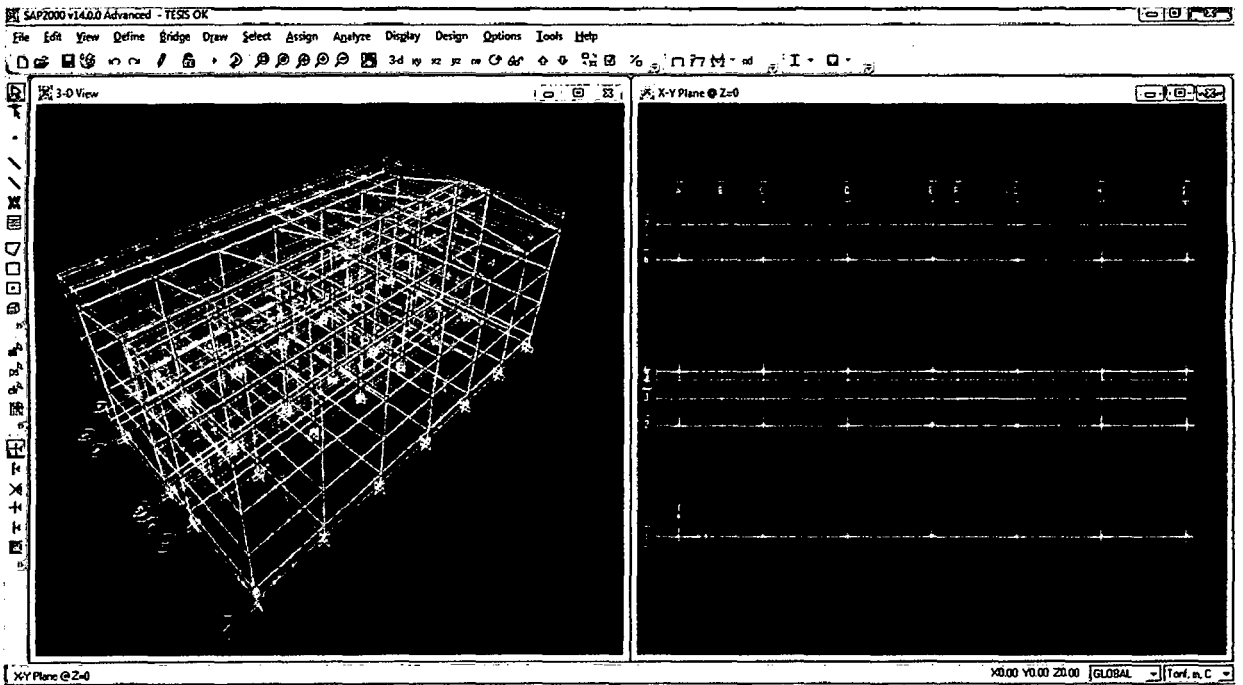
➤ Iniciamos el programa definiendo las unidades de medidas Ton, m, C



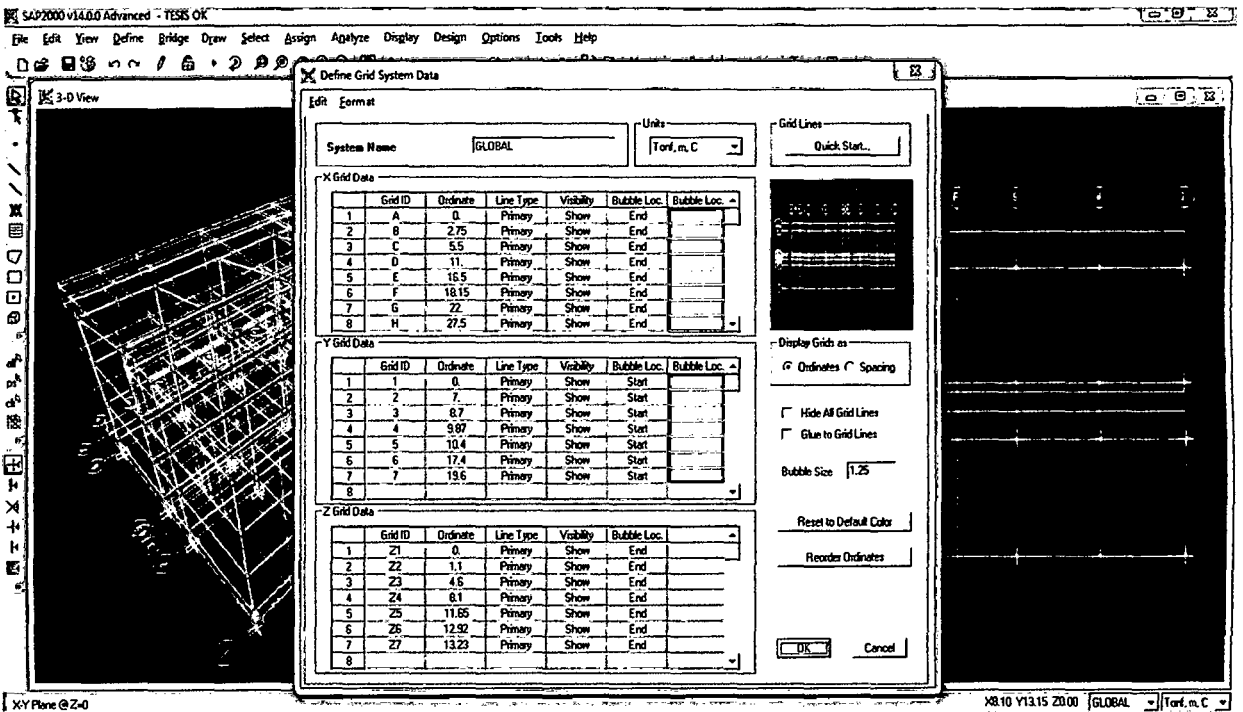
➤ Definimos el pórtico en tres dimensiones:



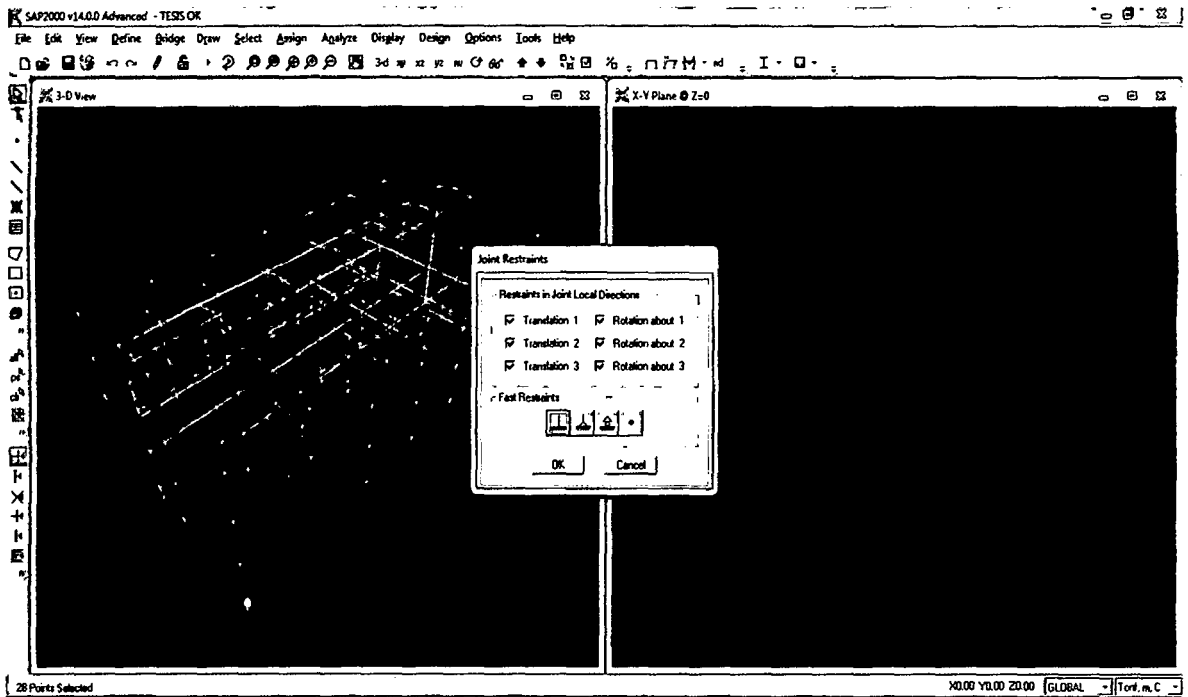
➤ Muestra de la estructura, modelo tridimensional y en planta:



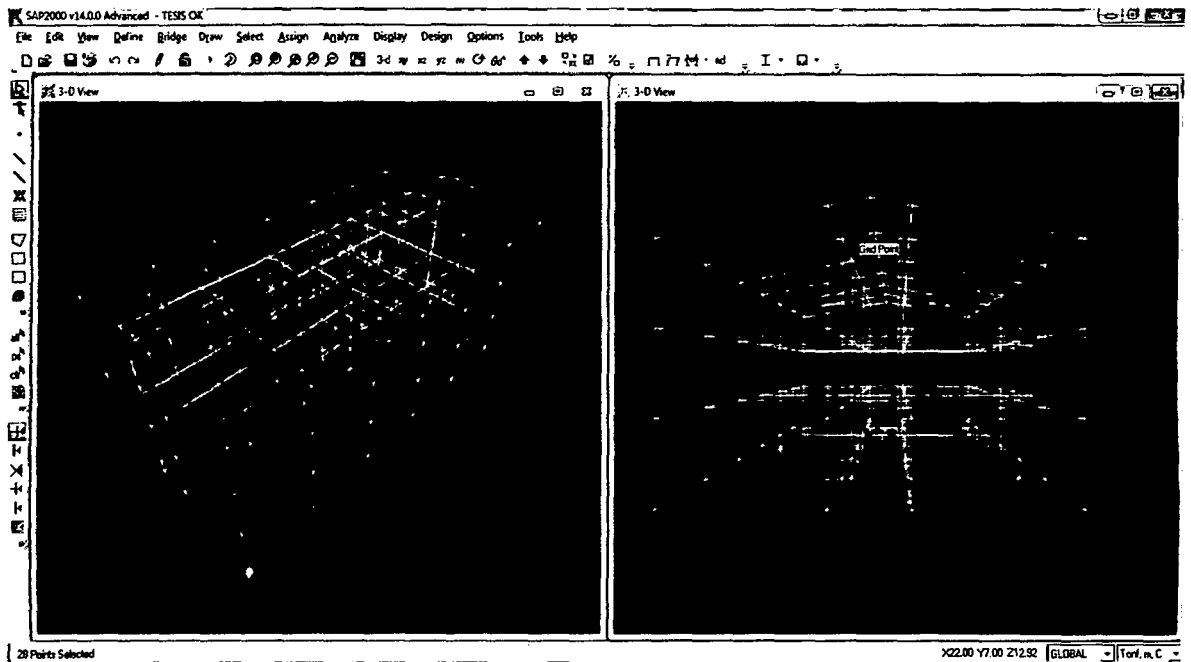
➤ Corregimos las coordenadas del modelo de acuerdo a las dimensiones del plano.



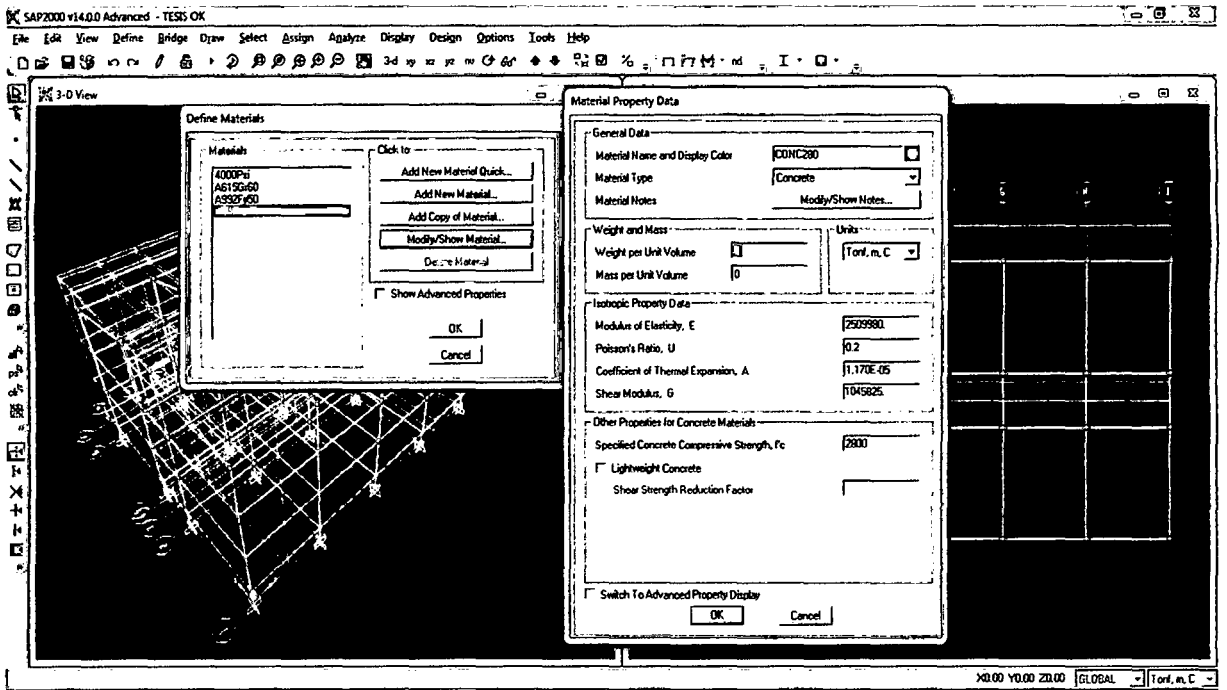
➤ Empotramiento de los apoyos:



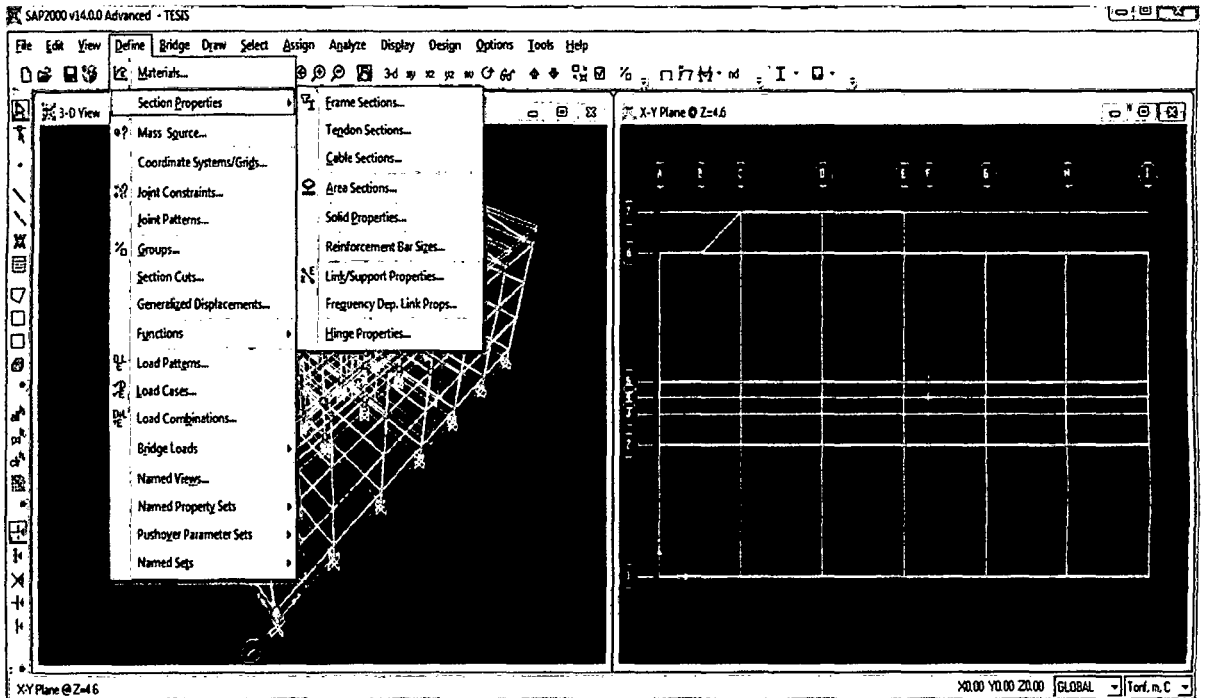
➤ Vista del empotramiento de los apoyos:



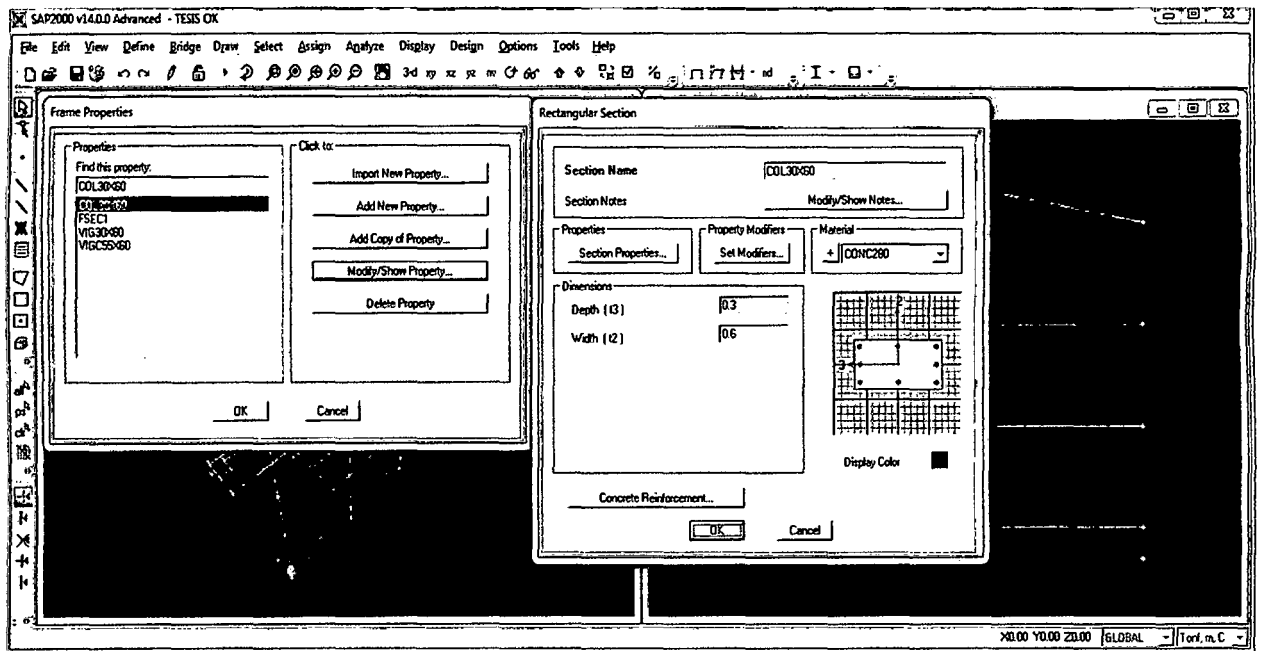
➤ Definición del material para nuestro sistema:



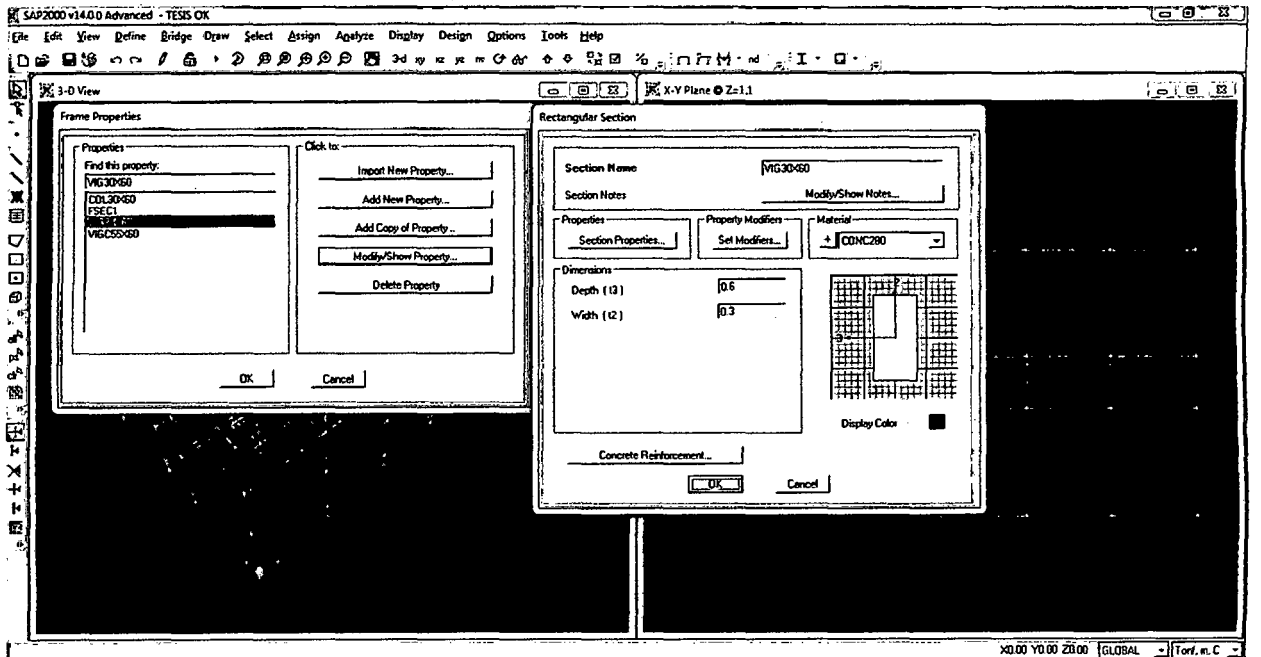
➤ Definición de las secciones de los elementos estructurales, vigas y columnas.



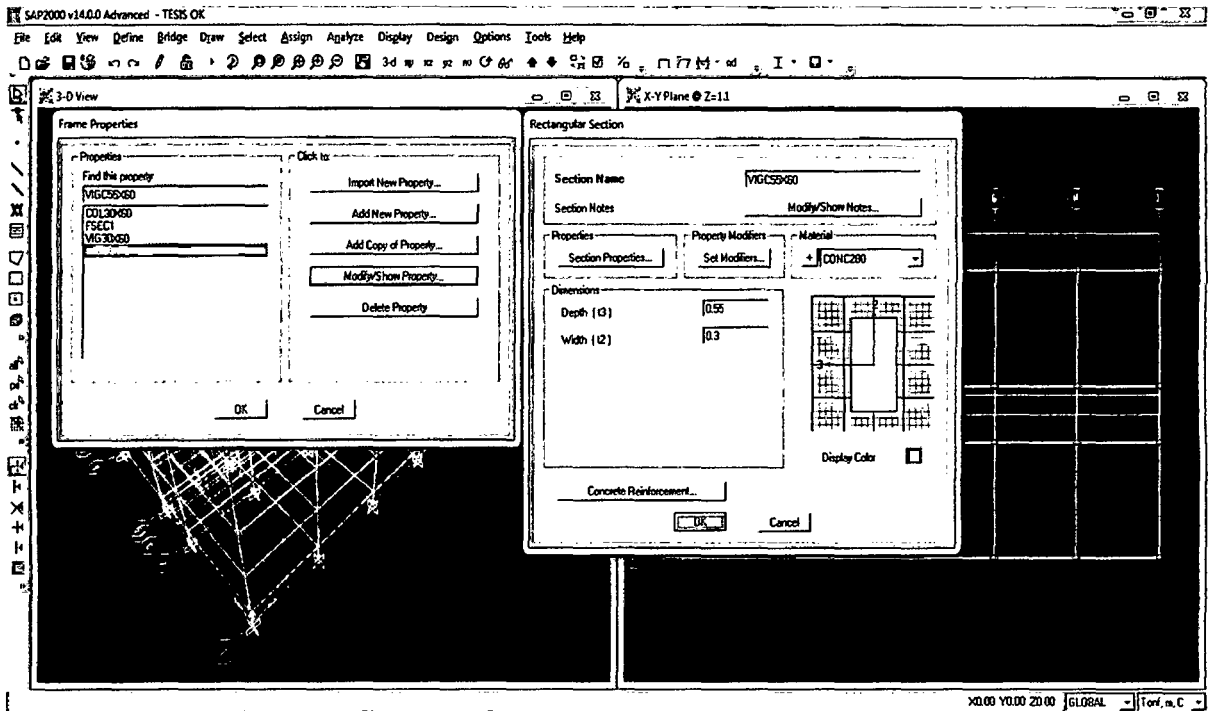
➤ Definición de columnas:



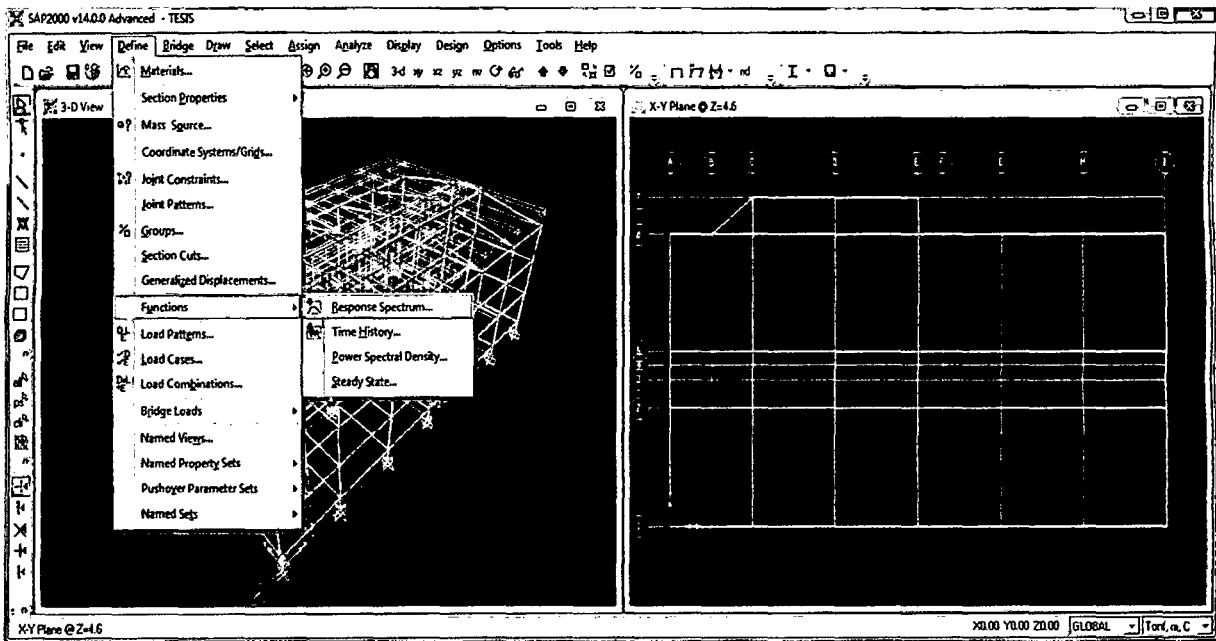
➤ Definición de vigas principales y secundarias:



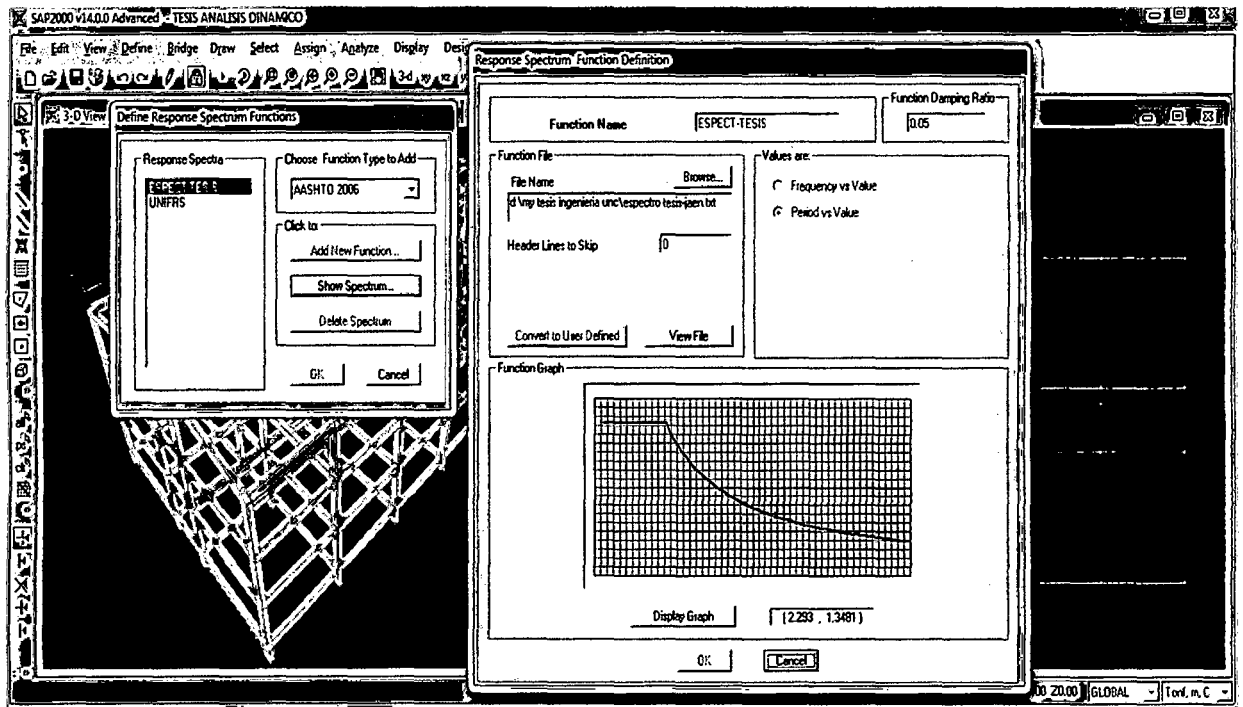
➤ Definición de viga de cimentación:



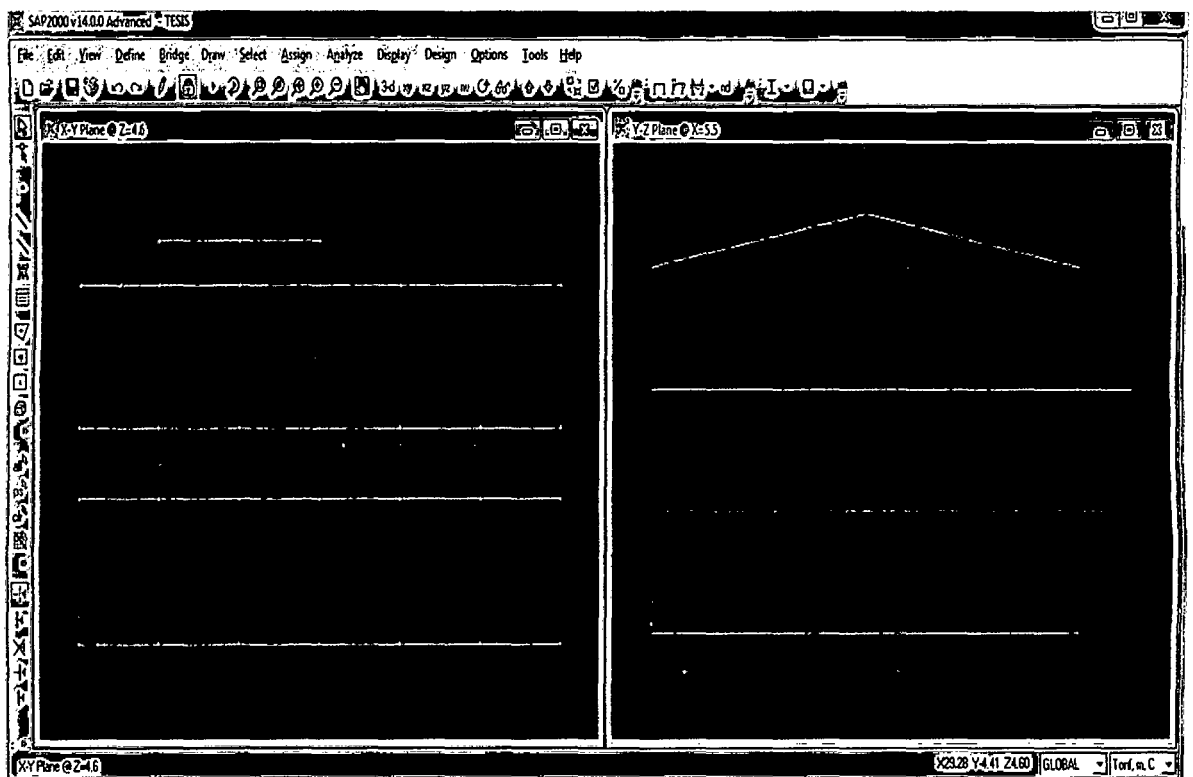
➤ Definimos la función espectral previa creación y almacenamiento como archivo de texto



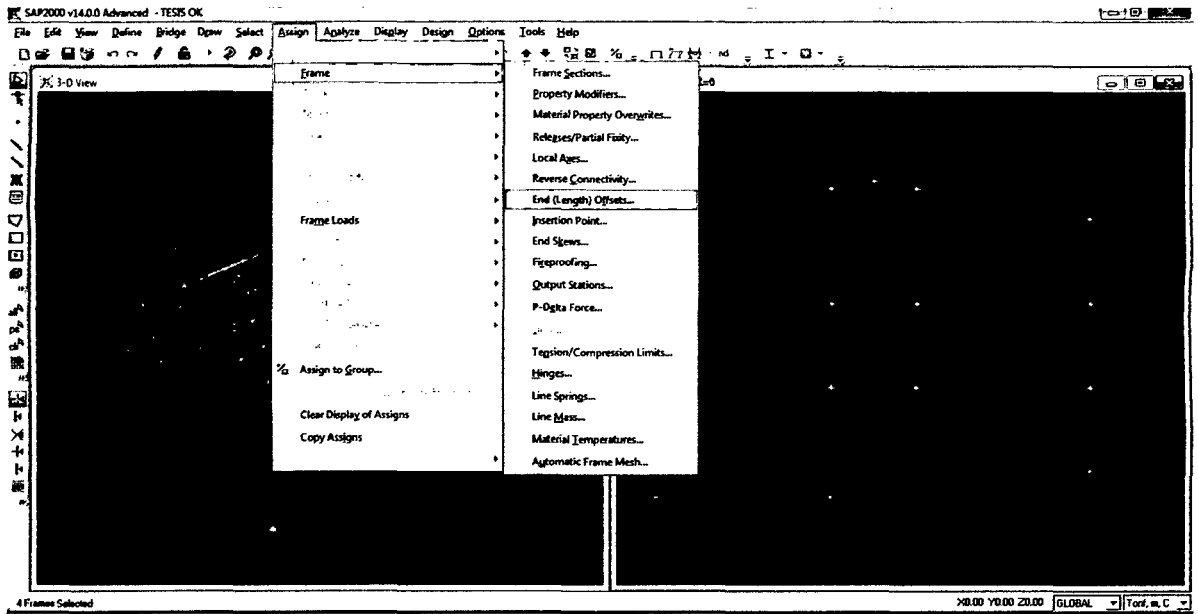
➤ Se genera la función espectral como from file.



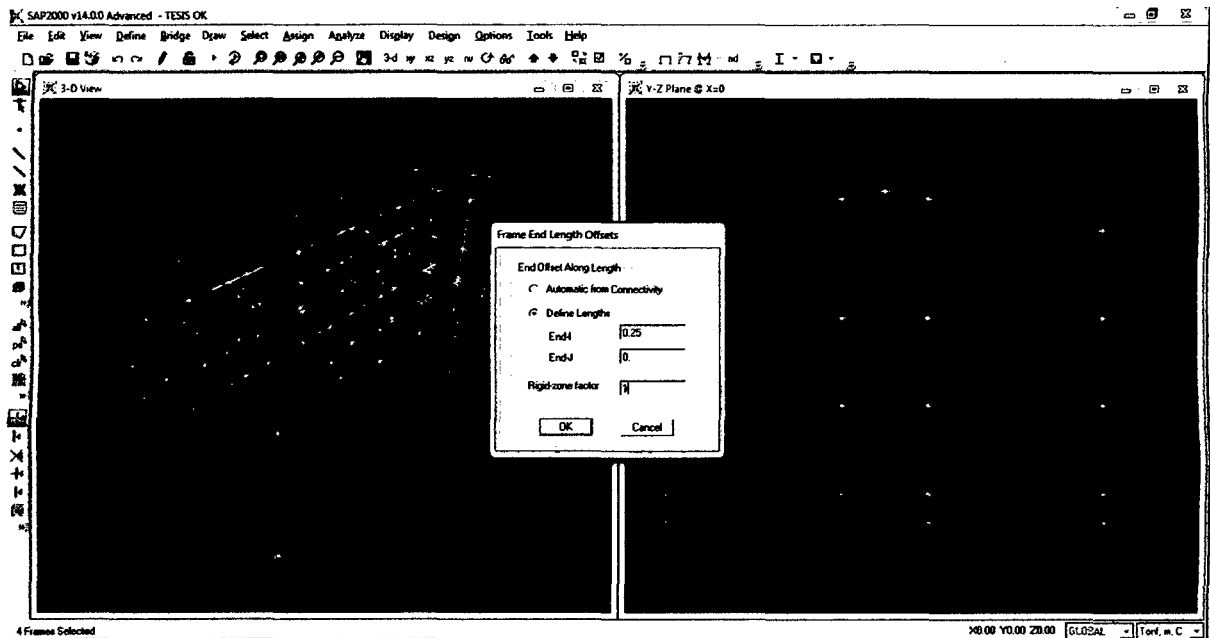
➤ Creamos las etiquetas.



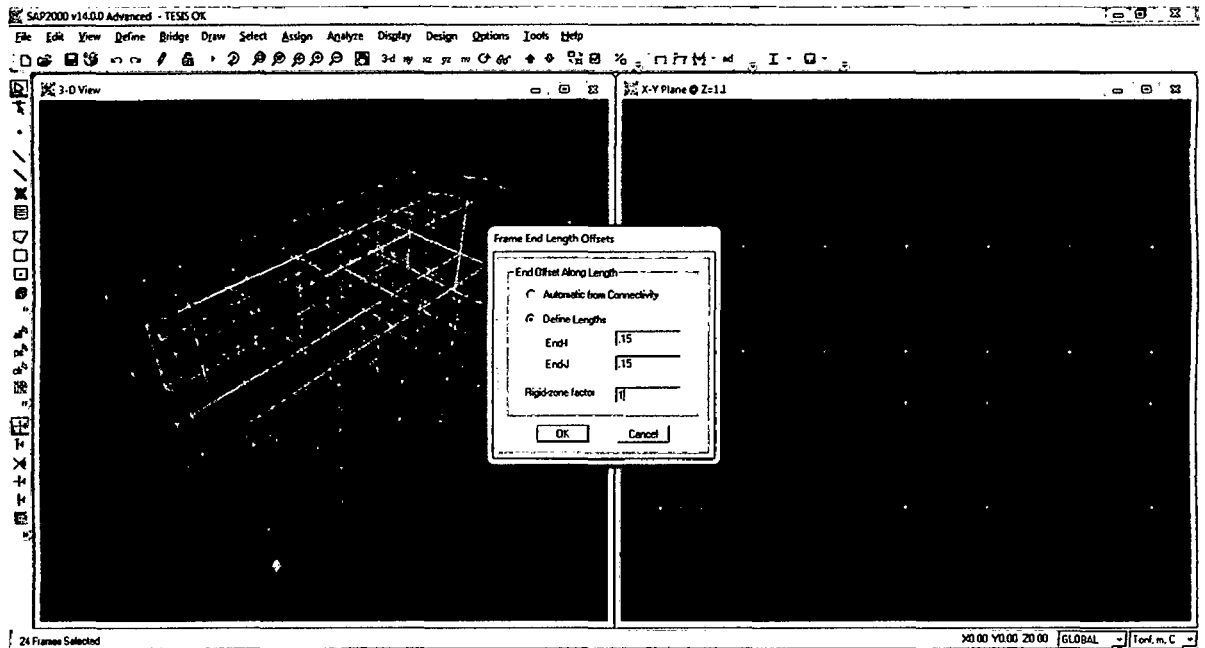
- Procedemos a generar los brazos rígidos en columnas en conexión con las zapatas



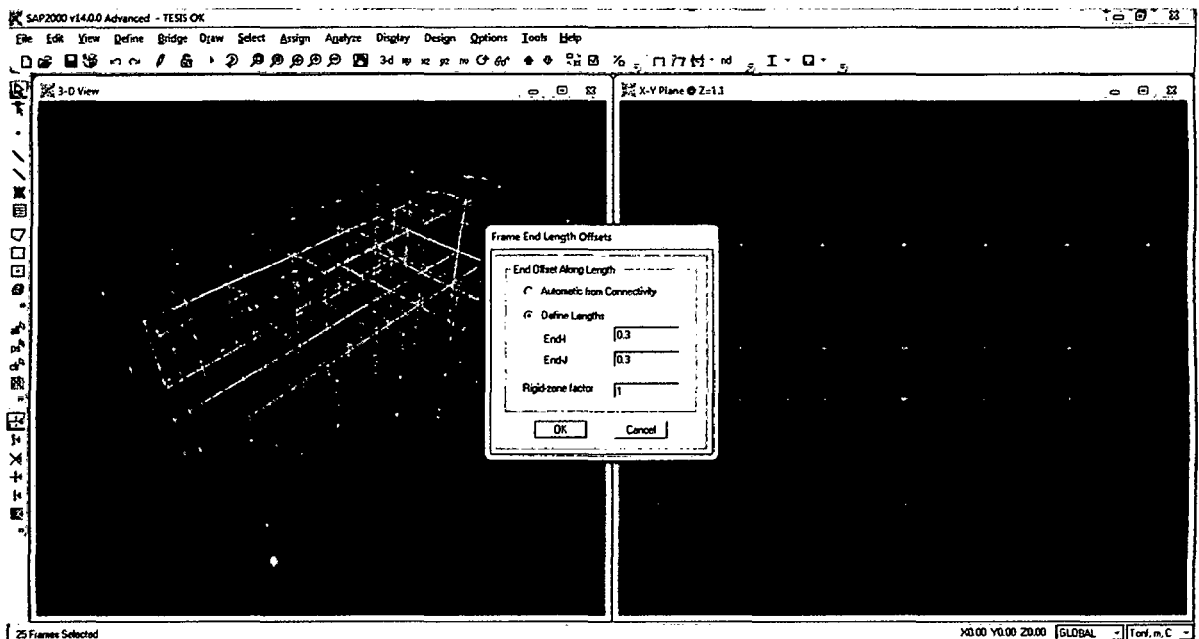
- La extensión del brazo rígido será la mitad del alto de la zapata para nuestro caso $h = 0,45\text{m}$ es decir $0,23\text{m}$, pero tomaremos $0,25\text{m}$; previamente seleccionamos todas las columnas del primer nivel.



- Procedemos a generar brazos rígidos en la conexión de vigas y columnas. previamente seleccionamos las vigas en todos los niveles y definimos su brazo rígido que es la mitad del ancho de la columna para nuestro caso nuestra columna es única de 0,30m x 0,60m. El brazo rígido dirección X será 0,15.



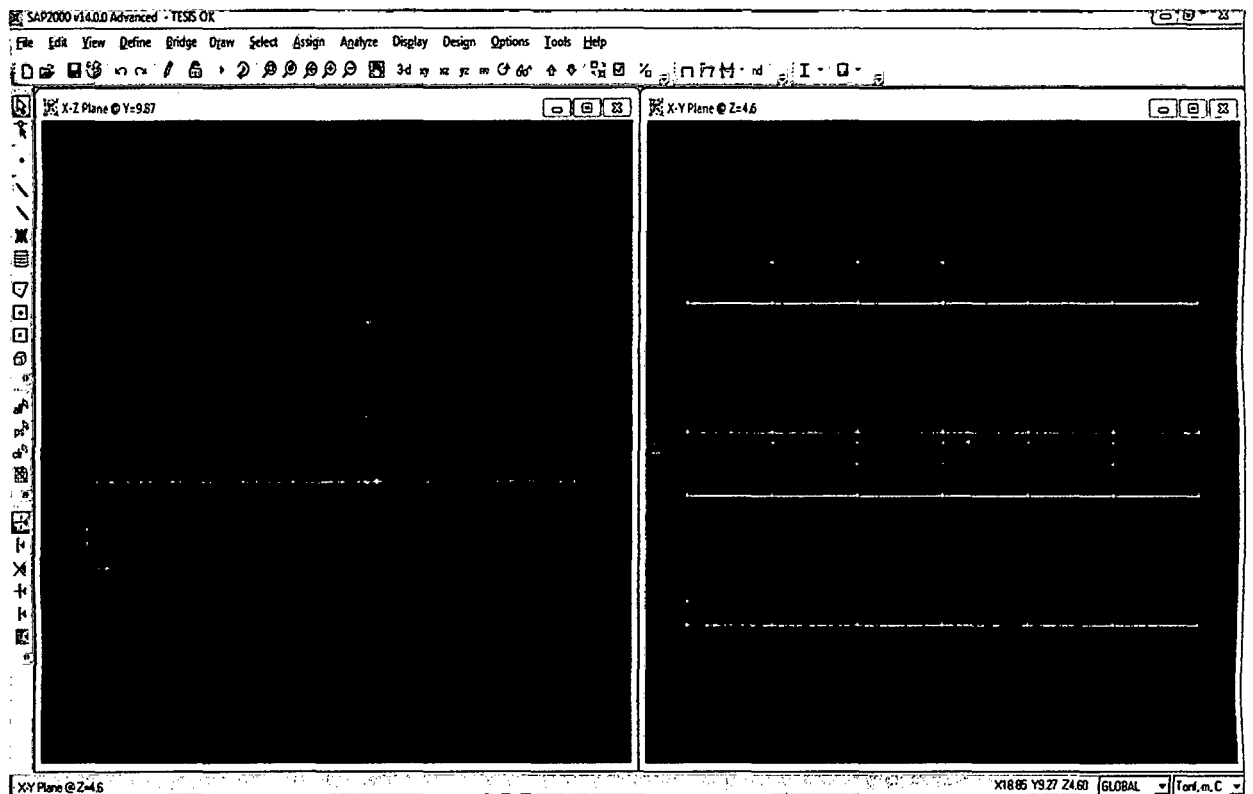
- El brazo rígido dirección Y será de 0,30.



- Luego de haber concluido con la asignación de las propiedades geométricas, materiales, restricciones de los apoyos y brazos rígidos iniciamos con la inclusión de los centros de masa. Según norma se considera una excentricidad accidental de 0,05 de la longitud en cada dirección por lo que tenemos:

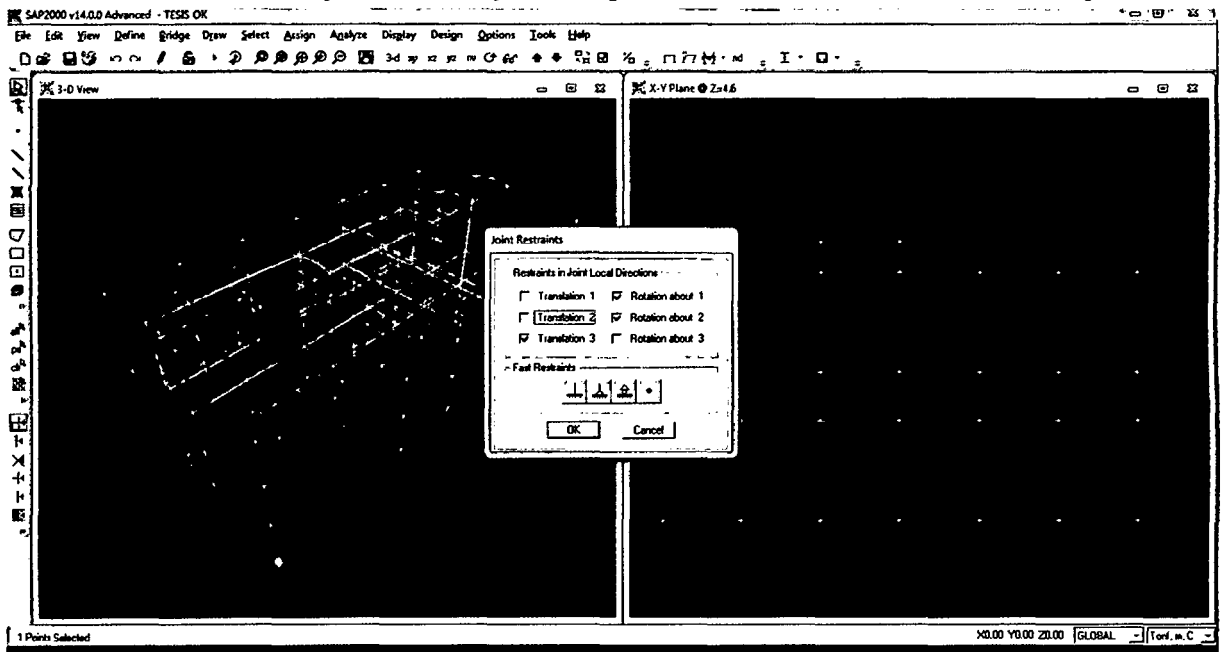
En la dirección X-X: $L = 33,00\text{m}$ $e_x = 1,65\text{m}$

En la dirección Y-Y: $L = 17,40\text{m}$ $e_y = 0,87\text{m}$

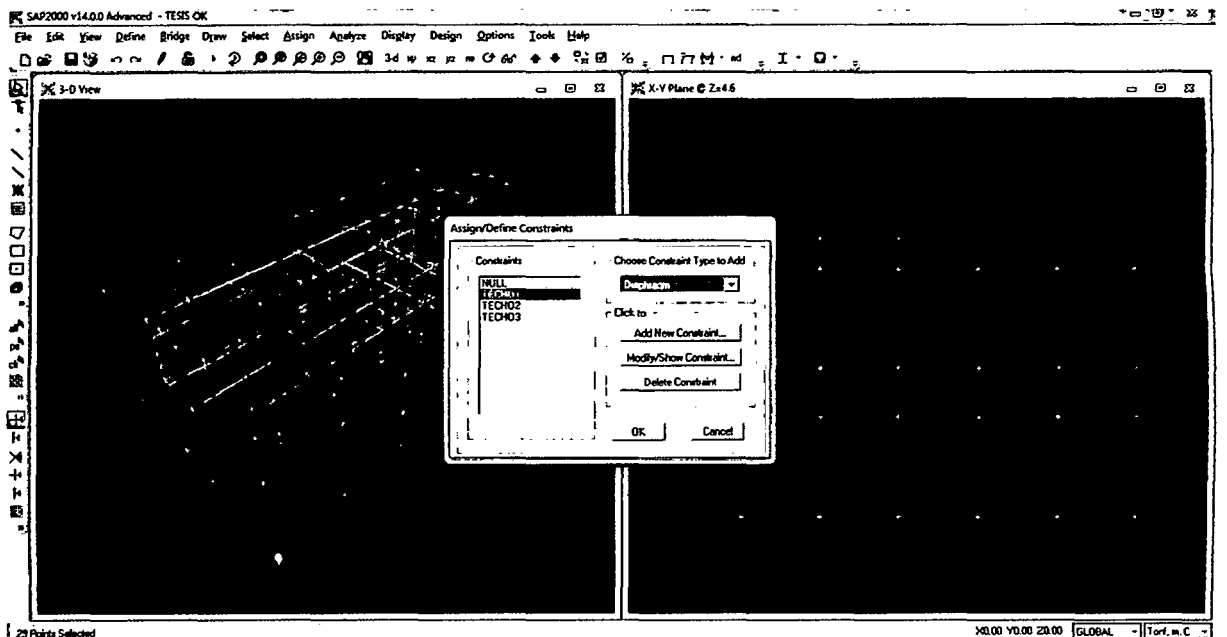


Para ello se generara la grilla correspondiente para estas excentricidades, es preciso señalar que esta grilla se puede declarar antes o después, queda criterio de cada uno.

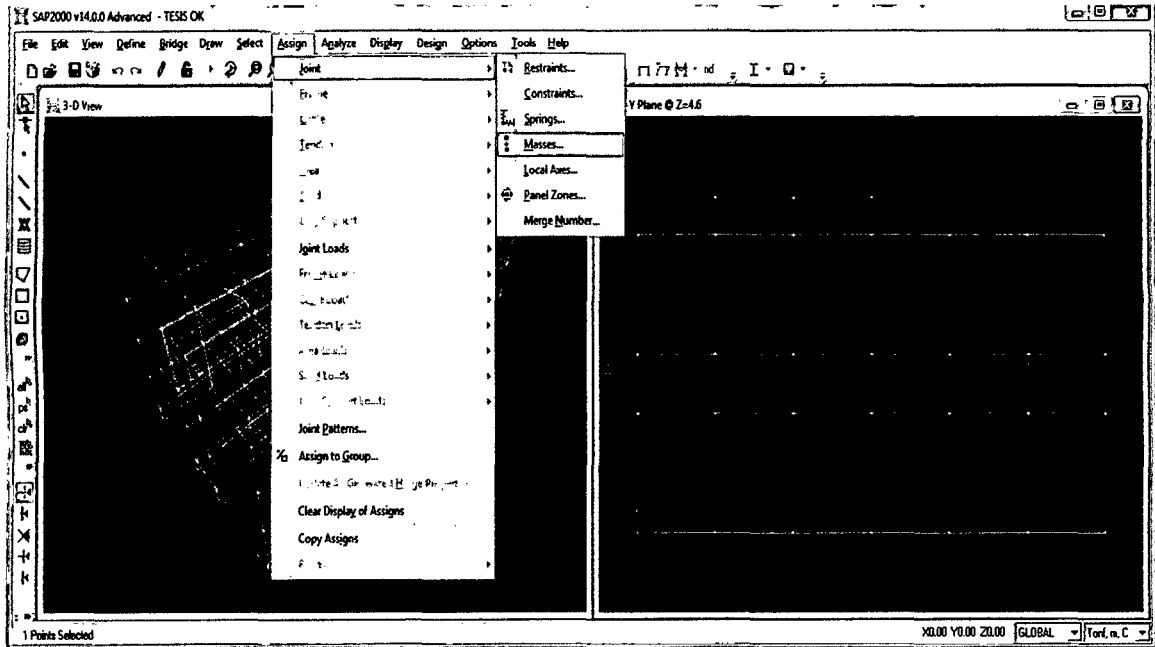
- Asignamos las restricciones de cada centro de masa seleccionando cada piso. Se restringe la rotación alrededor de eje X e Y, y el desplazamiento en la vertical en el eje Z.



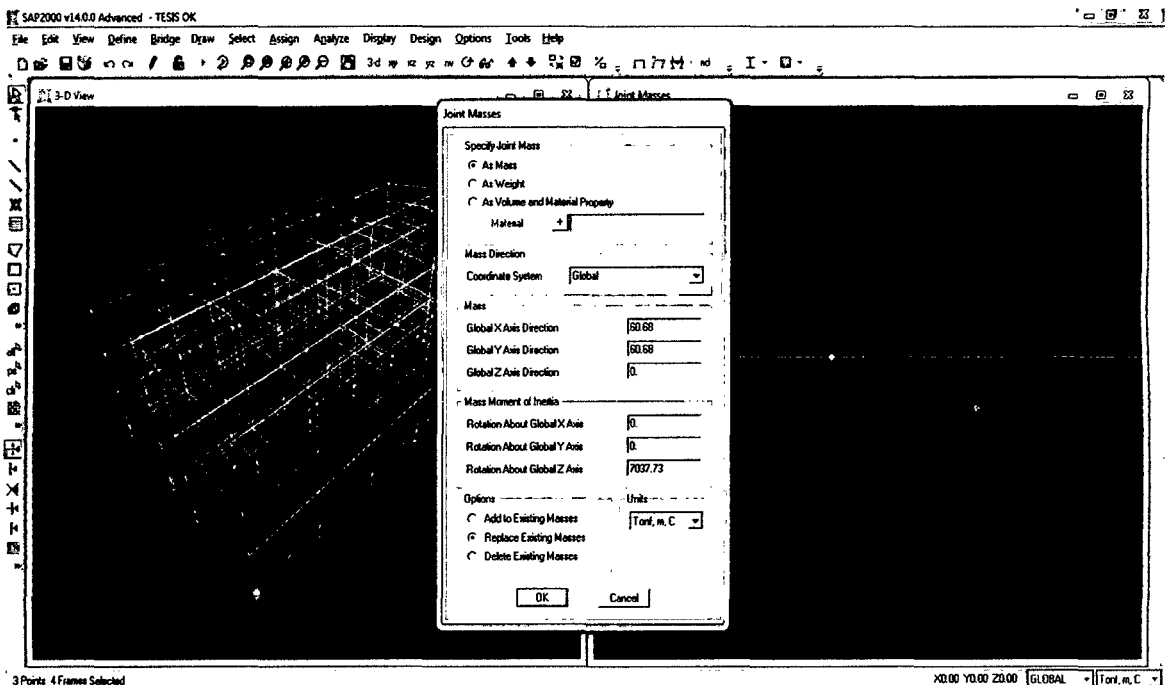
- Definimos los diafragmas rígidos de cada piso con el comando DEFINE CONSTRAINT TIPO de constraint “diaphragm” primero declaramos para cada nivel como: techo1, techo2, techo3 y techo4 para luego asignar a cada uno de los pisos correspondientes:



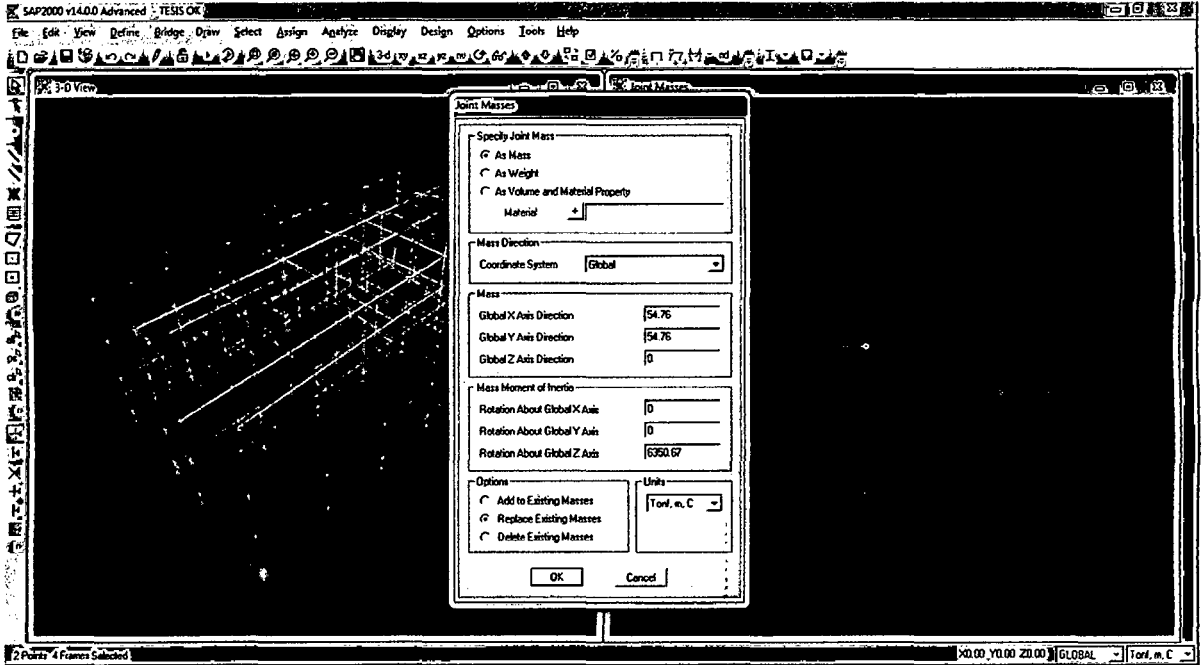
➤ Asignamos las masas rotacionales y traslacionales de los entrespisos.



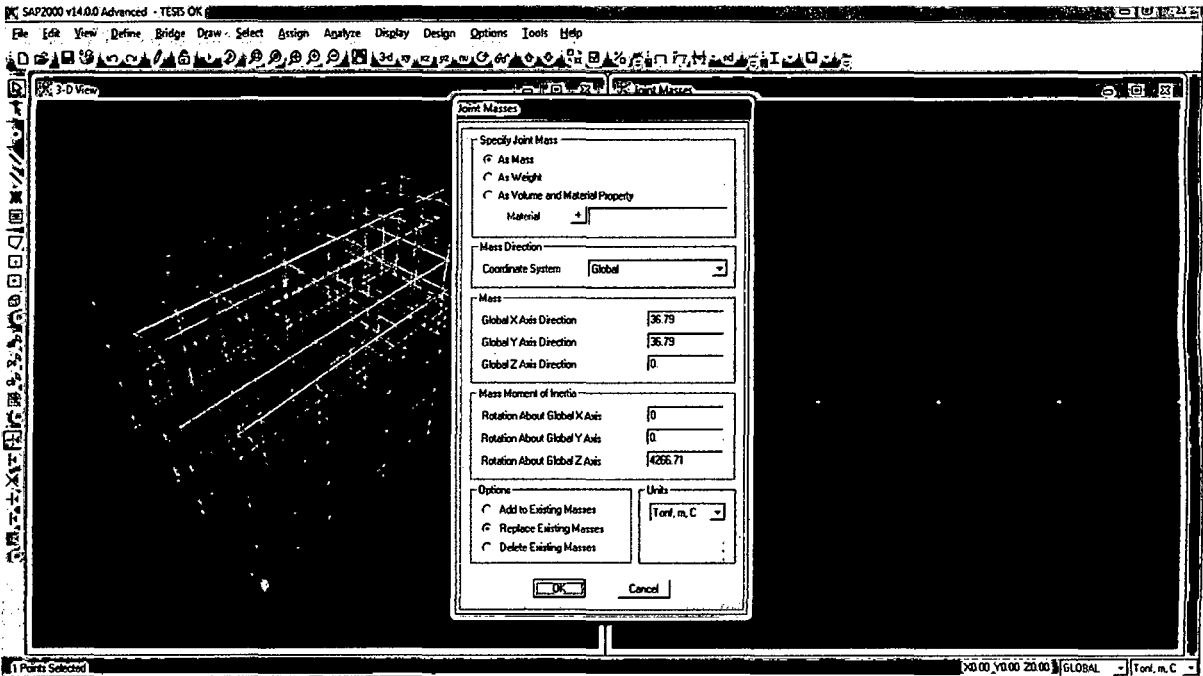
➤ Masa rotacional y traslacional del primer piso.



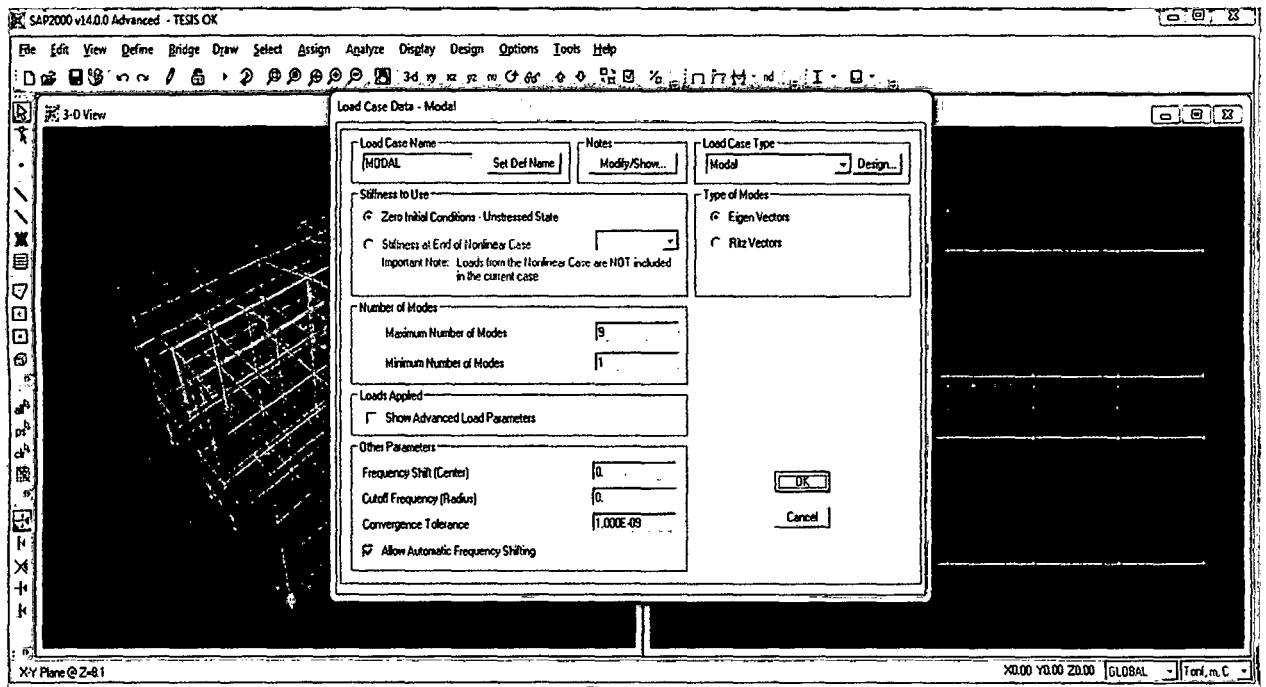
➤ Masa rotacional y traslacional del segundo piso.



➤ Masa rotacional y traslacional del tercer piso.

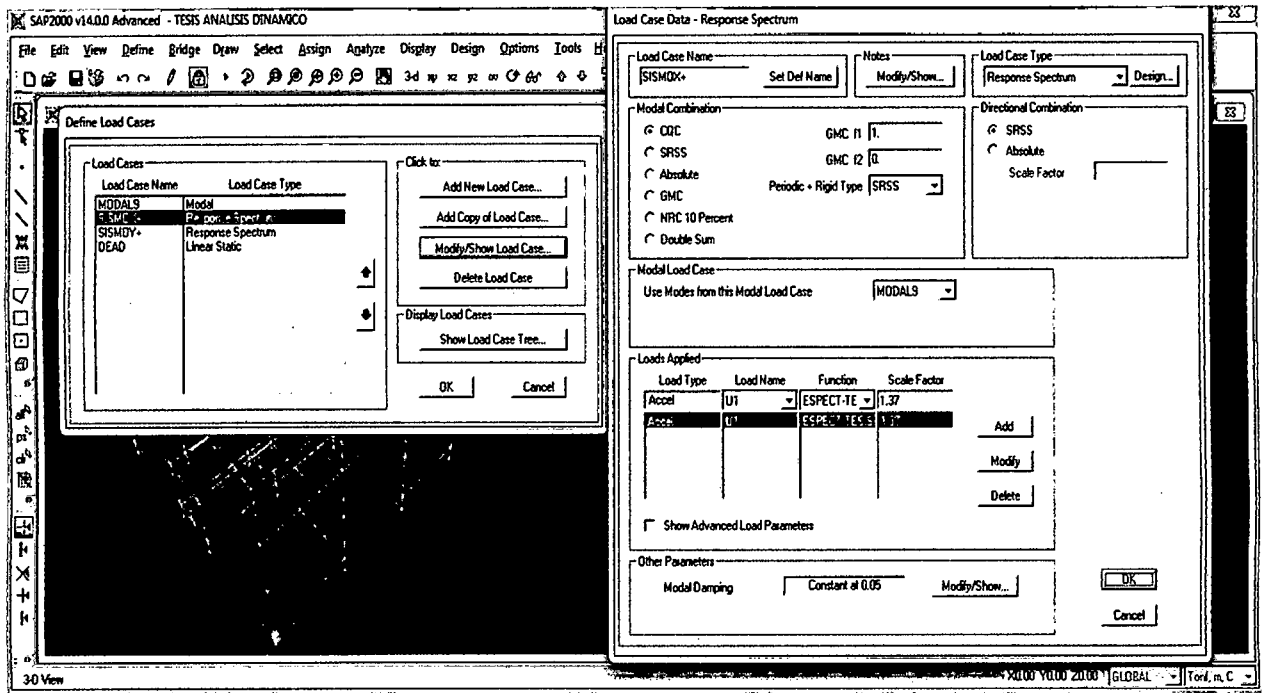


➤ Definimos los casos de carga Modal con 09 modos, 03 por piso.

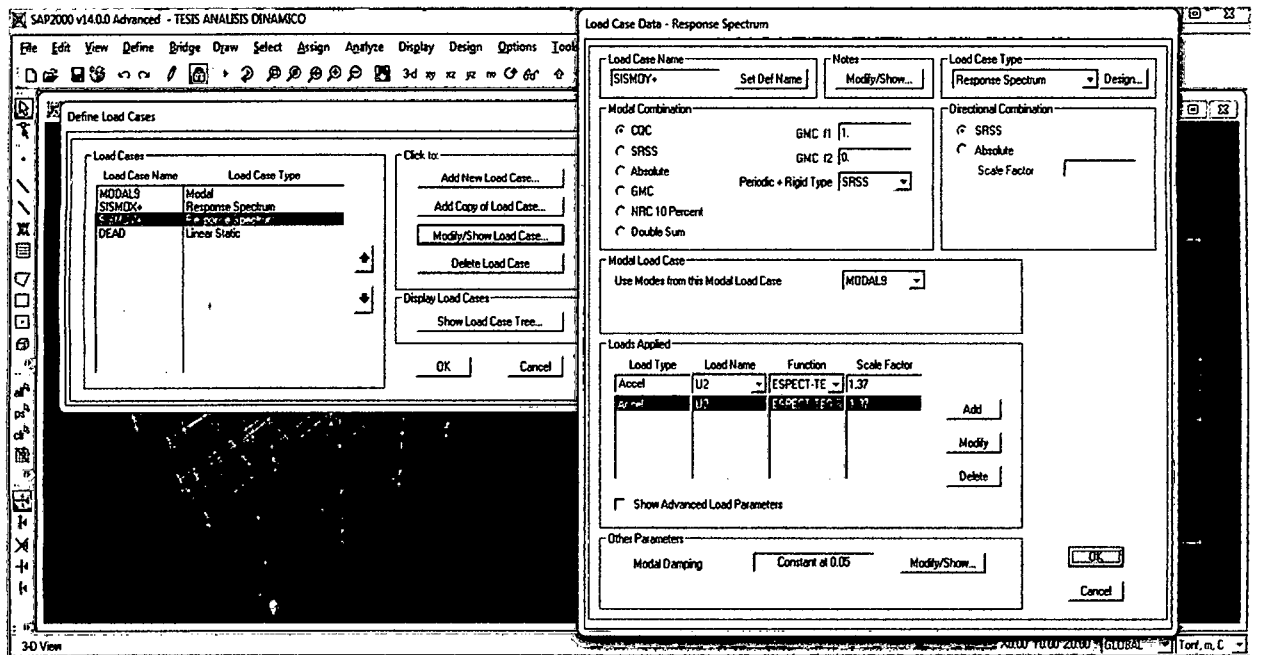


$$\text{Factor de escala} = \frac{ZUS}{R} \cdot g = \frac{0,40 \cdot 1,50 \cdot 1,40}{6} \cdot 9,81 = 1,37$$

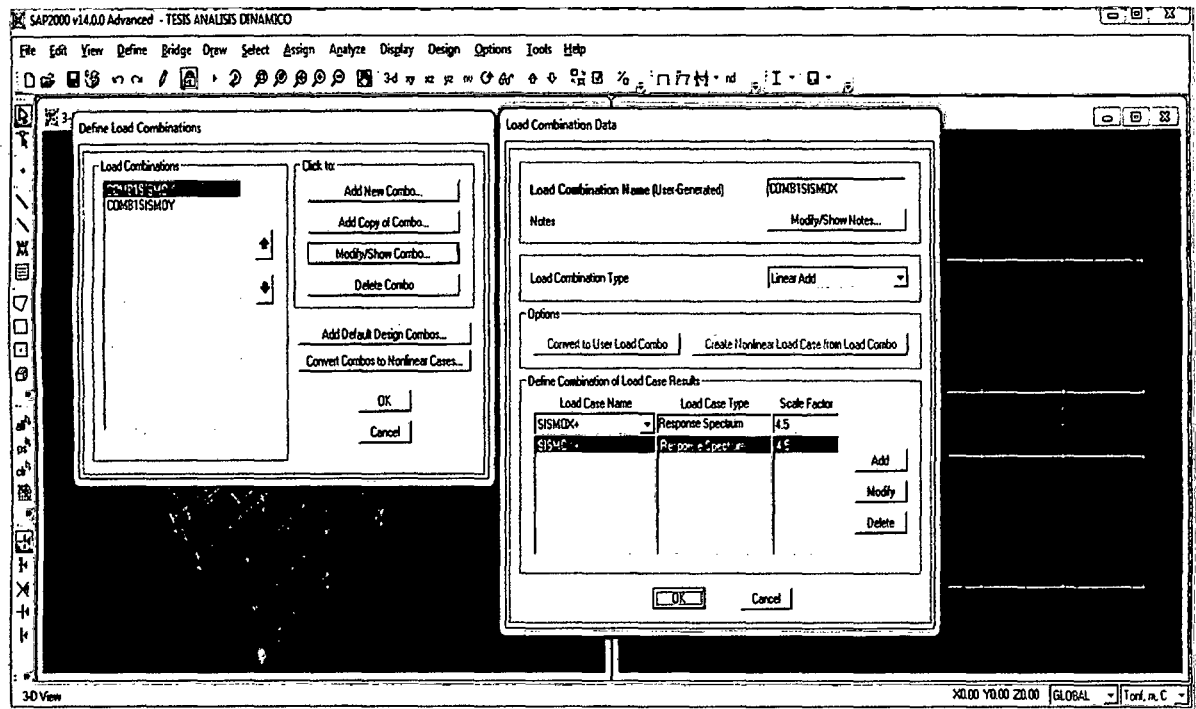
➤ Caso de carga sísmica y factor de escala en la dirección X.



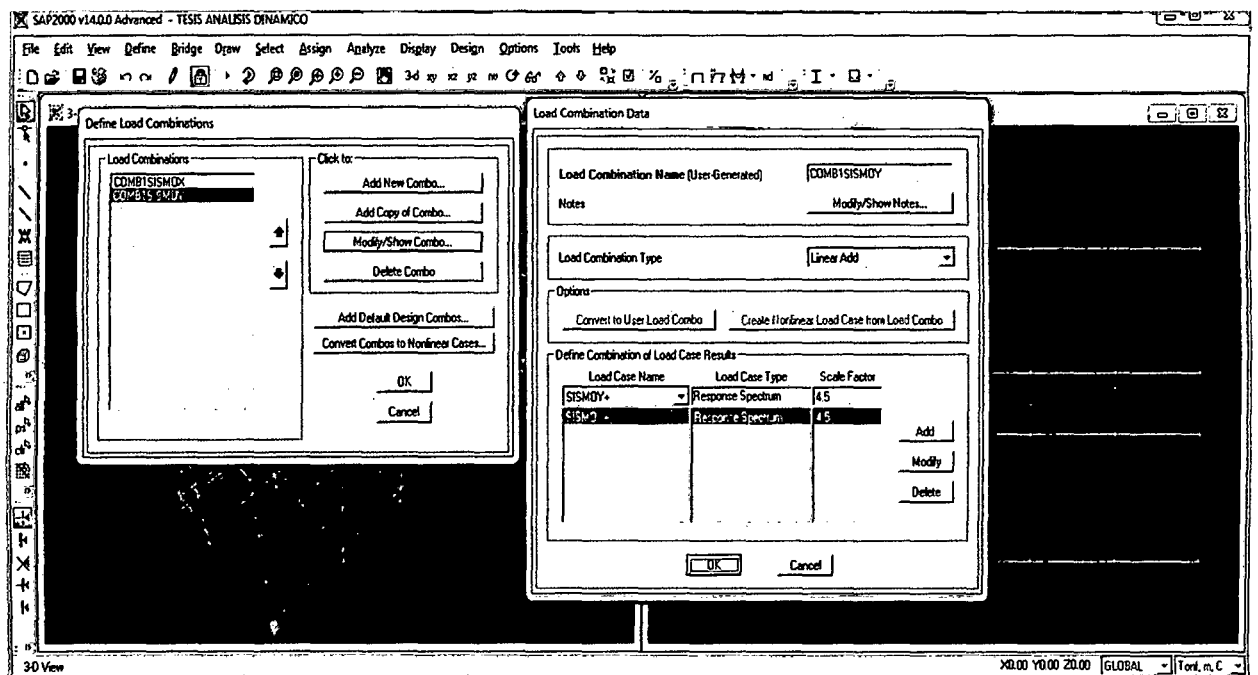
➤ Caso de carga sísmica y factor de escala en la dirección X.



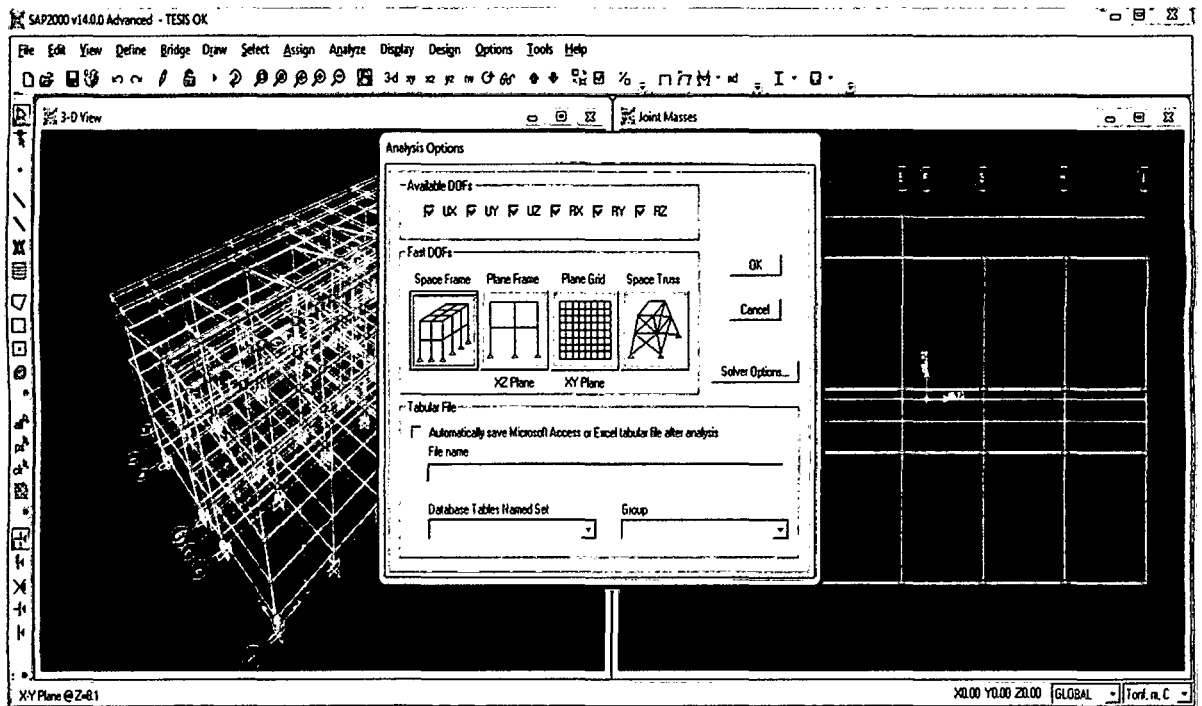
➤ Definición de combinaciones de carga, sentido de sismo en X (COMB1SISMOXE+)



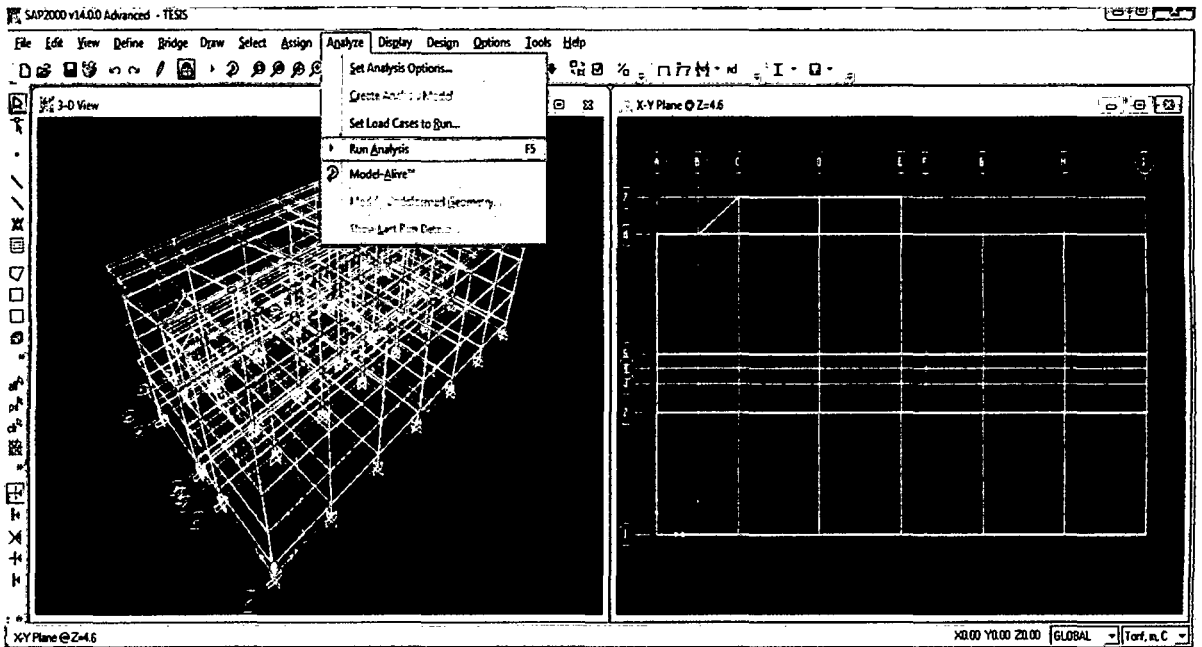
➤ Definición de combinaciones de carga, sentido de sismo en Y (COMB1SISMOYE+)



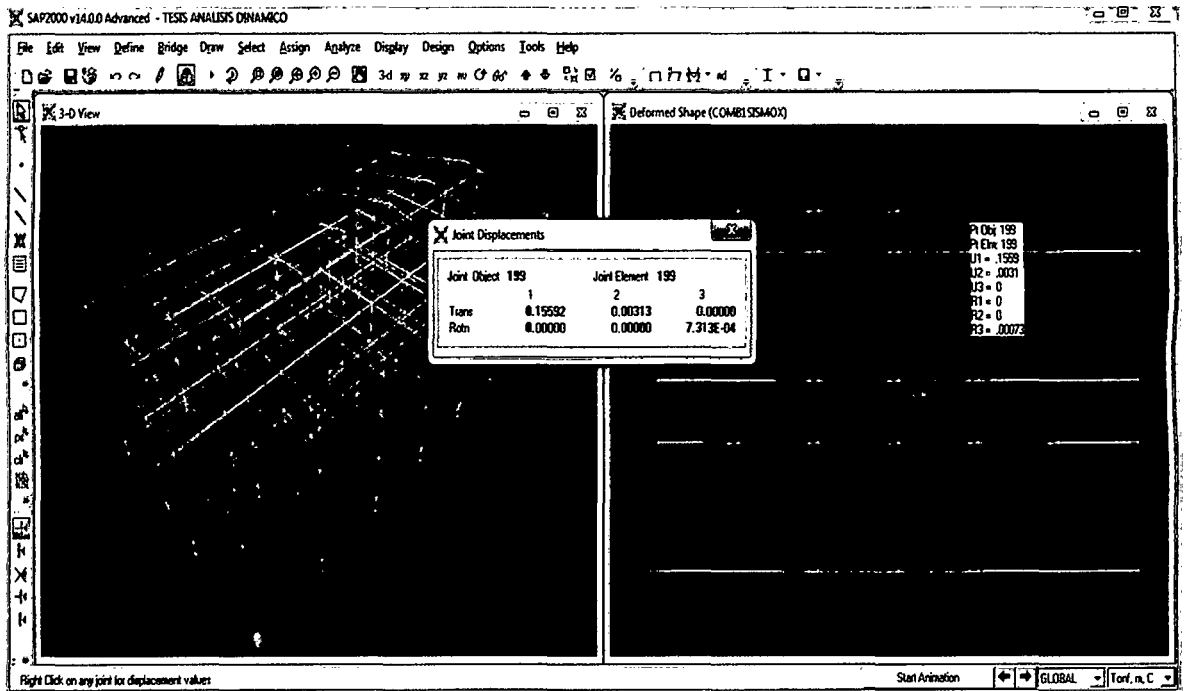
➤ Verificamos la condición de todos los grados de Libertad



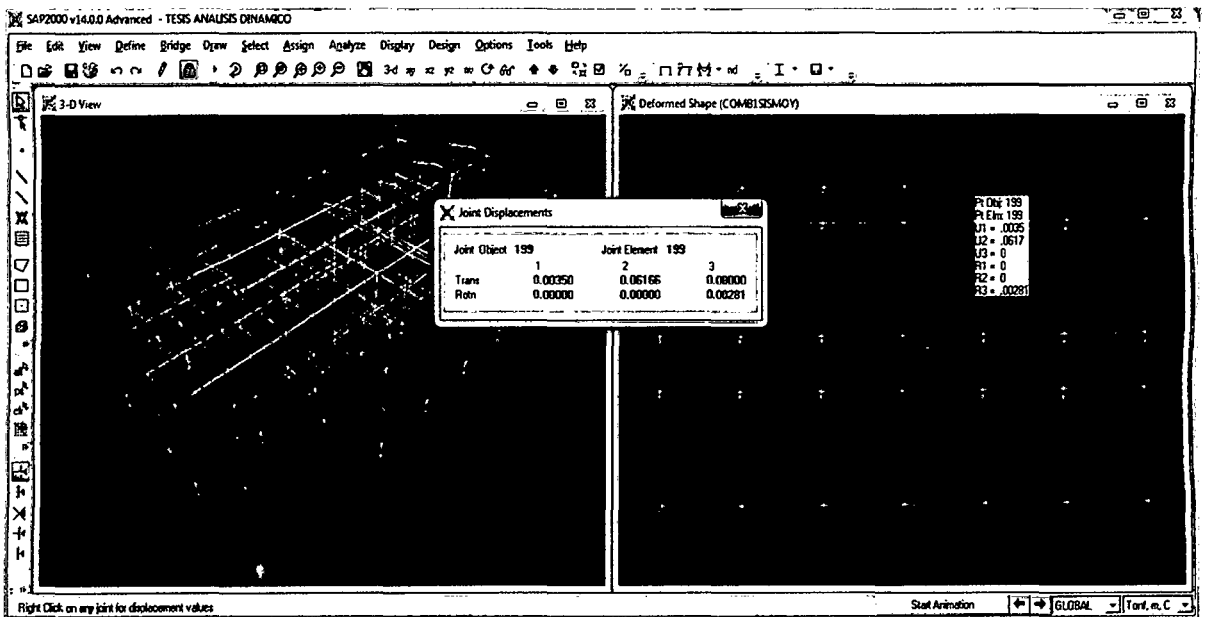
➤ Luego corremos el programa y verificamos resultados.



➤ Determinación de desplazamientos laterales en dirección del sismo en X, del primer piso.

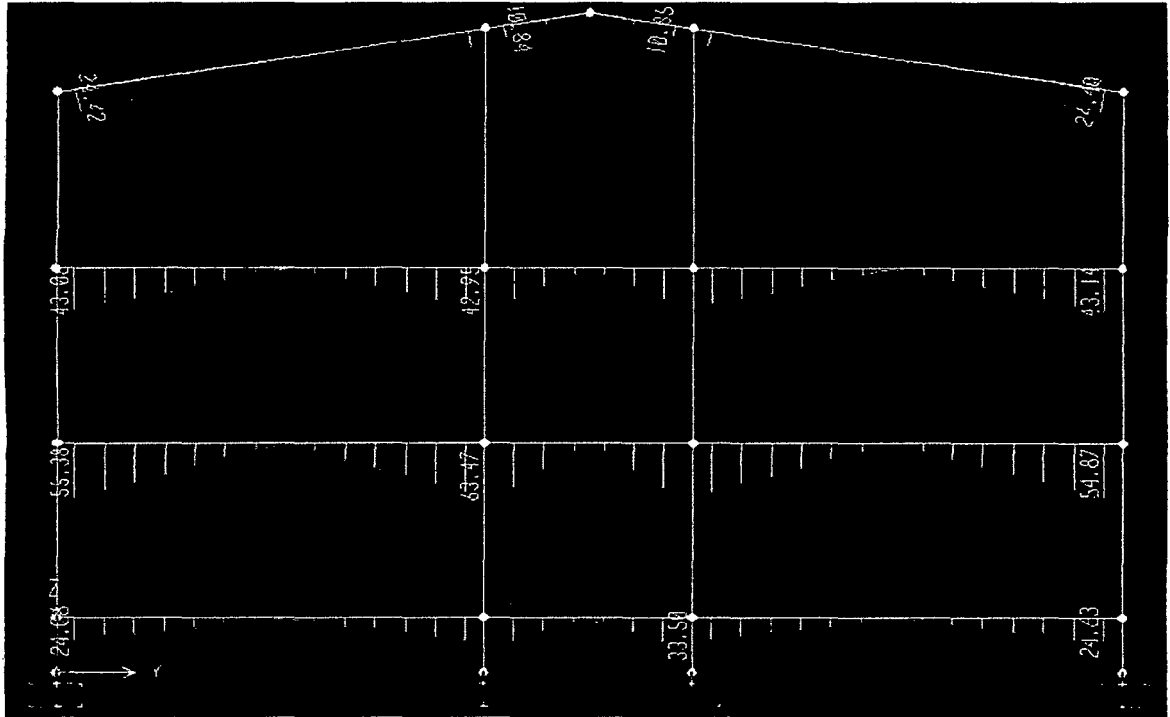


➤ Determinación de desplazamientos laterales en dirección del sismo en Y, del primer piso.



Así determinamos los desplazamientos en cada piso.

➤ Se muestra el momento en los principales elementos estructurales.



➤ Se muestra el esfuerzo cortante en los principales elementos estructurales.

