INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS ALTOS

(LIBRO PREMIO NACIONAL ANR 2007)

Dr. Genner Villarreal Castro

PREMIO NACIONAL 2006, 2007, 2008 ASAMBLEA NACIONAL DE RECTORES

> Lima – Perú 2009

La presente investigación está orientada a resolver uno de los problemas actuales de la mecánica estructural, específicamente, el problema de la metodología de cálculo de edificios altos, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación con pilotes.

Dicho sistema constructivo suelo-estructura se usa con mucha frecuencia en la práctica y se considera un campo abierto en la investigación sísmica, representando el presente trabajo un aporte importante en la actualización de los métodos de cálculo de edificios.

La presente investigación consta de una introducción, 4 capítulos, conclusiones, bibliografía y anexo.

En la introducción se fundamenta la actualidad del tema, se formula el objetivo y problemas de investigación, los aportes científicos y el valor práctico de la investigación.

En el primer capítulo se da un resumen de las investigaciones realizadas, donde se analizan los problemas de interacción suelo-estructura. Se describe en forma concreta el peligro sísmico en el Perú.

En el segundo capítulo se analiza el uso de la cimentación con pilotes en zonas sísmicas y se describe el modelo dinámico suelo-pilote-superestructura, usado en la presente investigación. Se explica y fundamenta teóricamente los modelos dinámicos de cimentaciones, donde se consideran los efectos de flexibilidad y propiedades inerciales de los suelos.

En el tercer capítulo se describe la metodología de modelación de edificios altos con cimentación con pilotes en condiciones reales del Perú y con la aplicación del programa SAP2000. Se muestran los resultados numéricos del problema de investigación por los dos modelos dinámicos elegidos ante la acción sísmica con diversos ángulos de inclinación y considerando la disipación de energía.

En el cuarto capítulo se efectúa el análisis comparativo de los resultados obtenidos por la norma sísmica del Perú y bajo el efecto de dos acelerogramas reales. Se analizan las 10 primeras formas de vibración y los resultados obtenidos.

En las conclusiones se discuten los resultados y las recomendaciones de uso y aplicación científica.

La presente investigación está dirigida a ingenieros civiles, postgraduandos e investigadores en el área de mecánica estructural.

El autor expresa su eterno agradecimiento a los científicos D.Sc., Prof. Amosov A.A. y D.Sc., Prof. Ilichev V.A., por la paciencia mostrada en la revisión de la presente investigación, por sus consultas científicas y los consejos valiosos durante la realización de la misma.

Esta investigación lo dedico a mi Alma Mater Moscow State Civil Engineering University, lugar donde me formé científicamente y a mis padres, por ser los ejemplos vivos de superación constante y lucha por alcanzar la felicidad eterna.

> Ph.D. Genner Villarreal Castro genner_vc@rambler.ru

> > Lima, Julio del 2009

INDICE

INTRODUCCIO	N
CAPITULO 1.	ESTADO ACTUAL DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION
1.1.	Modelos dinámicos de interacción suelo-estructura
	v trabajo espacial de las construcciones
1.2.	Cálculo sísmico de edificaciones, considerando la
	flexibilidad del suelo de fundación
1.3.	Peligro sísmico en el Perú
CAPITULO 2.	CONSIDERACION DE LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO DE
	FUNDACION EN EL CALCULO SISMICO DE EDIFICIOS
2.1.	Uso de la cimentación con pilotes para edificaciones en zonas
	sísmicas
2.2.	Modelos dinámicos para cimentación con pilotes
2.3.	Modelo dinámico por la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 36
2.4.	Modelo V.A. Ilichev-Yu.V. Mongolov-V.M. Shaevich 41
CAPITULO 3.	CALCULO DE EDIFICIOS ALTOS, CONSIDERANDO LA
	INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA
	CIMENTACION CON PILOTES
3.1.	Objeto de investigación 47
3.2.	Cálculo de coeficientes de rigidez 53
	3.2.1. Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 53
	3.2.2. Modelo V.A. Ilichev-Yu.V. Mongolov-V.M. Shaevich 55
3.3.	Metodología de modelación del edificio por el SAP2000 56
3.4.	Resultados de la investigación numérica
CAPITULO 4.	ANALISIS COMPARATIVO Y DISCUSION DE
	RESULTADOS
4.1.	Análisis comparativo 74
	4.1.1. Comparación Modelo Ilichev / Modelo común

4.1.3. Comparación Modelo Norma Rusa / Modelo Ilichev	79
4.1.4. Comparación Modelo Norma Rusa (con disipación de	
energía)/Modelo Norma Rusa (sin disipación de energía)	80
Formas de vibración	83
Discusión de resultados	90
	01
1	03
	11
	 4.1.3. Comparación Modelo Norma Rusa / Modelo Ilichev 4.1.4. Comparación Modelo Norma Rusa (con disipación de energía)/Modelo Norma Rusa (sin disipación de energía) Formas de vibración Discusión de resultados

INTRODUCCION

El Perú se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad 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. Cabe indicar, que en investigaciones sísmicas, aún están lejos de poder resolver el peligro sísmico, el cual se incrementa y al que están expuestos cotidianamente.

Actualidad de la investigación

Las construcciones en zonas sísmicas se incrementan a diario en nuestro país. En consecuencia, la seguridad estructural tiene un valor importante en el desarrollo nacional. La reducción de los costos, con la consecuente seguridad de las obras en zonas sísmicas es el problema central de la construcción en nuestro país. La razón fundamental en la solución de este problema es la elaboración de metodologías de cálculo sísmico de edificios altos, considerando la real interacción suelo-estructura para cimentaciones con pilotes.

La flexibilidad del suelo de fundación se refleja en los períodos, frecuencias y formas de vibración libre de las estructuras, que a su vez influyen en la magnitud de las fuerzas sísmicas. En general, este problema se ha investigado en forma insuficiente y en consecuencia es un campo abierto para los investigadores. La consideración de la flexibilidad del suelo de fundación nos lleva a la precisión del esquema de cálculo de la edificación.

Objetivo y problemas de investigación

El objetivo de la presente investigación es la elaboración de una metodología de uso y aplicación de los modelos dinámicos para cimentación con pilotes, considerando la flexibilidad y las propiedades inerciales de los suelos, para el cálculo de edificios altos ante la acción sísmica.

Partiendo del objetivo planteado, se resolvieron los siguientes problemas:

- 1. Análisis de los esquemas de cálculo de edificios, donde se consideró la flexibilidad del suelo de fundación.
- Análisis y elección de los modelos de cálculo para cimentación con pilotes, donde se describen su flexibilidad y propiedades inerciales de los suelos.
- Elaboración de metodología de modelación de edificio alto con cimentación con pilotes, ante la acción sísmica en condiciones reales del Perú y con el uso del programa SAP2000.

- Ejecución de los cálculos para los diferentes esquemas de interacción sísmica suelo-pilote-superestructura, de acuerdo a la norma peruana y bajo la acción de acelerogramas reales.
- 5. Comparación de los resultados obtenidos y en base a ello, la elaboración de las recomendaciones para el cálculo sísmico del edificio investigado, donde se consideró la flexibilidad de la base de la cimentación con pilotes.

Aporte científico

El aporte científico consiste en lo siguiente:

- En base al análisis de la bibliografía estudiada, se eligió los modelos dinámicos más adecuados para la cimentación con pilotes, considerando la flexibilidad y las propiedades inerciales de los suelos.
- Se elaboró el modelo dinámico de interacción sísmica suelo-pilote-superestructura, para edificios altos.
- Se elaboró la metodología de modelación del edificio alto con cimentación con pilotes ante la acción sísmica en condiciones reales del Perú, documentos normativos y con el uso del programa SAP2000.
- Se obtuvieron los resultados del cálculo del edificio alto por los diferentes modelos de interacción suelo-estructura, diversos ángulos de acción del sismo y considerando la disipación de energía.
- 5. Surgió el efecto de alabeo en las vibraciones espaciales del edificio investigado ante la acción del sismo.
- Se realizó la comparación del efecto de flexibilidad del suelo de fundación para las dos principales formas de cálculo sísmico de edificaciones – por la norma peruana y ante la acción de los acelerogramas de Chimbote (1970) y Lima (1974).

Argumentación y veracidad de resultados

Se fundamenta en la aplicación del método de elementos finitos para el cálculo sísmico de edificios, así como el uso del programa SAP2000, que cuenta con respaldo internacional en obras y proyectos de gran envergadura.

Valor práctico de la investigación

El valor práctico de la presente investigación, consiste en la posibilidad de la aplicación directa de la metodología elaborada para el cálculo de edificios altos de armazón estructural con cimentación con pilotes, ante la acción sísmica y considerando la flexibilidad del suelo de fundación.

Además, considerando el insuficiente desarrollo de los métodos de cálculo en nuestro país, la presente investigación puede servir como un manual práctico para los ingenieros e investigadores en esta área.

Aprobación de la investigación

Fue aprobado en el II Congreso Internacional de Ingeniería Estructural, Sísmica y Puentes (Lima, 2006), Jornadas Iberoamericanas sobre Predicción de la Vida Útil de las Estructuras de Hormigón (AECI-Bolivia, 2006), XVIII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (San Juan, 2006), XI Congreso Colombiano de Geotecnia y VI Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas (Cartagena, 2006), 7mo Simposio Internacional de Estructuras, Geotecnia y Materiales de Construcción (Villa Clara-Cuba, 2006), III Congreso Internacional de la Construcción (Lima, 2006), XIV Encuentro Científico Internacional de verano (Lima, 2007), I Congreso Internacional de Geotecnia (Lima, 2007), Conferencia Internacional de Ingeniería Sísmica (Lima, 2007) y XVI Congreso Nacional de Ingeniería Civil (Arequipa, 2007).

CAPITULO 1

ESTADO ACTUAL DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION

1.1 MODELOS DINAMICOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA Y TRABAJO ESPACIAL DE LAS CONSTRUCCIONES

En la actualidad la teoría sísmica está orientada a la precisión de los modelos de cálculo y la consideración de las condiciones reales del trabajo de las construcciones durante los sismos, basándose en el uso de los avances tecnológicos y la informática aplicada. La teoría sísmica está estrechamente relacionada con los problemas prácticos de edificación, nivel técnico de construcción, avance de las bases materiales y tecnológicas [95]. La dificultad en la solución de los problemas teóricos y prácticos de construcciones antisísmicas, está basado en la indeterminación de la información sismológica, diferencias estructurales de las obras, diversas propiedades de los materiales de construcción, insuficiente estudio de los estados límites de las obras y otros más [1, 83].

En la actualidad, estamos orientándonos al cambio de métodos de cálculo más seguros, búsqueda de nuevas metodologías de análisis para resolver problemas constructivos, elaboración de principios concretos de proyección estructural, activa construcción antisísmica, búsqueda de métodos y soluciones de reducción de costos en las obras [1, 28, 48].

La solución de los múltiples problemas de la ingeniería sísmica es imposible sin la elaboración fundamentada de los modelos físicos en estructuras y la creación de modelos aproximados. La elección del tipo de modelo de interacción y el modelo estructural, están interrelacionados. Los modelos se dividen en físicos, de cálculo y matemáticos [28]. Por modelo físico de un proceso determinado, por ejemplo el trabajo estructural ante cargas externas, se entiende por la posibilidad de la descripción total de este proceso en términos de contenido físico.

El paso del modelo físico al de cálculo, las complejas fórmulas físicas se reemplazan por relaciones aproximadas sencillas. La principal exigencia para los modelos de cálculo, es la aproximación cercana del modelo con el objeto real.

Por el modelo matemático del proceso, se entiende las ecuaciones de movimiento.

En las normas de Rusia, EEUU y de otros países [27, 37, 52, 64, 73, 96] se usa el modelo de péndulo invertido sin peso, con masas puntuales a nivel de entrepisos y empotrado en la base (suelo), el cual puede comunicar a la estructura la acción sísmica externa en dos direcciones mutuamente perpendiculares \ddot{X}_{10} y \ddot{X}_{20} (fig. 1.1). Este modelo presenta las siguientes insuficiencias: se pierde la posibilidad de descripción de

diversos efectos dinámicos del trabajo real de la estructura [62, 65 - 67, 69]; no se muestra el sentido físico de la interacción suelo-estructura [8, 9, 39, 43, 78 - 82]. Debido a las deformaciones y desplazamientos del suelo que interactúa con la estructura, así como debido a la deformación de los primeros niveles de ciertas construcciones, la acción sísmica que está sometido la estructura se diferencia del movimiento sísmico del suelo.



Fig. 1.1

En la 7ma Conferencia Europea de Ingeniería Sísmica (Atenas, Grecia, 1982) se presentaron muchos trabajos, relacionados con el modelamiento y cálculo sísmico de edificaciones, así como temas de interacción suelo-estructura.

La conferencia presentada por Rayanna B., Munirudrappa N. (India) [121] estuvo orientada al análisis de interacción del suelo con un edificio de varios niveles ante la acción sísmica. El esquema de cálculo del edificio se eligió como una barra en voladizo con masas puntuales. Modelo de la base $-m_1$ – masa del estrato, que se apoya en suelo rocoso (fig. 1.2). Se entiende que ante la acción sísmica, la base (m_1) realiza desplazamientos horizontales y giros. El amortiguamiento, tanto en el edificio, como en el suelo se considera por hipótesis equivalentes de resistencia viscosa. Tal tipo de modelo de cálculo es análogo al de la fig. 1.1, aunque en cierto modo muestra la esencia física del trabajo de la estructura con el suelo de fundación.



En la conferencia de Kobori T. y otros (Japón) [115] la interacción suelo-estructura fue planteada en forma de una losa rectangular (fig. 1.3). Se consideró que la losa de cimentación se desplaza por el suelo y gira alrededor del plano vertical, así como parcialmente se puede despegar de la superficie del terreno.



El sistema de cálculo en forma cruzada con masas puntuales en los nudos (fig. 1.4), fue presentada en la 7ma Conferencia Europea de Ingeniería Sísmica por Onen Y.H., Tomas M.S. (Turquía) [118].



En el trabajo de Birulia D.N. (Rusia) [14], basado en el método de elementos finitos con la ayuda de IBM M-220M, se investigó las reacciones dinámicas de una edificación rígida (edificio multifamiliar de grandes paneles de serie 1-464AC), considerando la interacción suelo-estructura. La edificación se modeló en forma de una placa deformable, dividida en elementos finitos, en cuyos nudos se concentraron masas puntuales (problema lineal geométrico). La base de fundación se modeló en forma análoga a una losa. Ambas estructuras se unieron elásticamente (fig. 1.5), siendo sometidas a la acción sísmica aproximada de una parte del acelerograma S69[°]E del sismo Taft (California, 1952) [125, 131].



Fig. 1.5

Como resultado de la investigación se llegó a lo siguiente: los desplazamientos del sistema se determinaron en base a los desplazamientos dinámicos del suelo (el desplazamiento de la estructura resultó en un grado menor); las vibraciones de la placa, con que se modeló la superestructura tiene la forma de planos paralelos en el plano vertical.

En el trabajo de Ukleba D.K. (Uzbekistán) [106] se propuso el modelo de cálculo (fig. 1.6), que considera la deformación conjunta elasto-plástica de la estructura y el suelo de fundación ante la acción sísmica. Se denomina genérico a este tipo de modelos y viene a ser la prolongación del desarrollo del modelo de péndulo invertido con masas puntuales. Este modelo en cierto modo considera los desplazamientos horizontales del estrato de suelo.



Una atención especial se centró en la investigación presentada por Palamaru G., Cosmulescu P. (Rumanía) [119], presentada también en la 7ma Conferencia Europea de Ingeniería Sísmica. Ahí se analiza un edificio industrial, modelado como un pórtico elástico. Para considerar los desplazamientos horizontales del suelo se introdujo una masa adicional movible (fig. 1.7). La magnitud de esta masa y la necesidad de su aplicación en el modelo, no fue demostrada teóricamente. Dicho modelo se considera un adelanto para la ciencia, aunque su introducción haya sido hecha en forma empírica.

La calidad de los trabajos de Nikolaenko N.A. y Nazarov Yu.P. [65 - 67, 69], se consideran como un nuevo paso en la creación de nuevos modelos de cálculo. Ellos propusieron como base del modelo de cálculo un cuerpo sólido con 6 grados de libertad (fig. 1.8). Tal propuesta describe claramente las vibraciones de desplazamiento y giro, así como los efectos dinámicos del trabajo espacial de la estructura. Por ejemplo, los desplazamientos finitos y ángulos de giro (no-linealidad geométrica) no son artificios, sino que se obtienen por el movimiento del mismo modelo. Basándonos en dicho modelo de cálculo, se puede describir en forma unificada el movimiento de la estructura, considerando o no el desplazamiento del suelo de fundación.



El trabajo espacial de las estructuras, fue estudiado principalmente por los científicos A.G. Beraya, V.K. Egupov, T.A. Komandrina, M.A. Mardzhanishvili, Yu.P. Nazarov, N.A. Nikolaenko, A.I. Sapozhnikov.

El problema de interacción suelo-estructura fue estudiada de diversos puntos de vista por los científicos A.A. Amosov, A.V. Anikev, D.D. Barkan, D.N. Birulia, I.G. Filipov, V.A. Ilichev, N.N. Shaposhnikov, J. Jauzner, B.K. Karapetian, A.Z. Kats, B.G. Korenev, Sh.G. Napetvaridze, A.G. Nazarov, N.P. Pabliuk, A.E. Sargsian, V.I. Smirnov, N.K. Snitko, M.T. Urazbaev y otros.

El problema de la consideración de las propiedades del suelo en el cálculo de edificios ante la acción sísmica, tiene como objetivo la determinación de las perturbaciones cinemáticas sísmicas, que surgen consecuentemente en la edificación.

La interacción sísmica suelo-estructura, se resuelve, fundamentalmente introduciendo los coeficientes de rigidez del suelo en las direcciones horizontal, vertical y giros respecto a los mismos ejes.

La modernización de los métodos de cálculo de interacción suelo-estructura está dada por la consideración inercial del suelo de fundación, esto es por la masa del suelo unido a la edificación [63]. En este trabajo se analiza el esquema de péndulo invertido sobre una base inercial-elástica, considerando sus vibraciones de flexión y desplazamiento.

Las investigaciones y desarrollo de la Mecánica de Suelos significaron una etapa importante en la solución de los problemas genéricos de interacción suelo-estructura.

Como es conocido, los métodos de cálculo de cimentaciones, está basado en la teoría de elasticidad y teoría de medios continuos. Influyeron en gran medida en el desarrollo de estas áreas, los científicos soviéticos N.M. Gersevanov, N.A. Tsitovich, N.N. Maslov, V.A. Florin, N.I. Gorbunov-Posadov, B.N. Zhemochkin, A.P. Sinitsin, K.E. Egorov, M.N. Goldshtein, M.V. Maltsev, Yu.P. Zaretski, V.A. Ilichev, A.E. Sargsian y otros.

Uno de los principales problemas de la Mecánica de Suelos, estudiada por los científicos, fueron: a) Uso de la teoría de la elasticidad en el cálculo de cimentaciones; b) Investigación del trabajo conjunto de la edificación y el suelo comprimido.

En los trabajos de V.A. Ilichev [8, 9, 38 – 41, 43] basados en las comparaciones de las funciones de impulso-cambio del semiespacio elástico y los modelos mecánicos simplificados, propuso el esquema aproximado de cálculo (fig. 1.9), donde se considera el movimiento del suelo unido a la edificación, siendo K_1 y K_2 – coeficientes de rigidez del suelo de fundación, b_1 y b_2 – coeficientes de disipación de energía y m – masa del suelo unido a la edificación.



Fig. 1.9

El avance de los modelos de la acción sísmica fue tratado ampliamente en sus investigaciones por los científicos Ya.M. Aisenberg, A.B. Ashrabov, M.F. Barshtein, K.S. Zavriev, I.L. Korchinski, S.V. Medvedev, A.G. Nazarov, Yu.P. Nazarov, N.A. Nikolaenko, N. Newmark, V.T. Raskazov, E. Rosenbluet, S.V. Poliakov y otros. Los primeros modelos mostraron el movimiento sísmico del suelo como un proceso periódico determinístico. La irregularidad de las vibraciones del suelo ante la acción sísmica, se determinó por el cambio de los modelos determinísticos al enfoque de proceso probabilístico del movimiento sísmico del suelo. Esto significó un grandioso aporte en el desarrollo de la teoría sísmica y nos permitió en cierto modo aproximarnos al proceso real de acción sísmica. El movimiento del suelo durante el sismo, mostrado en forma de un proceso probabilístico estacionario o no-estacionario fue usado en sus investigaciones por muchos científicos soviéticos y extranjeros.

En los trabajos de N.A. Nikolaenko y Yu.P. Nazarov [68, 70] la acción sísmica externa se presentó en forma de dos vectores de tres componentes en desplazamientos lineales y giros. Cabe indicar que cada componente fue mostrado como un proceso probable.

Exitosamente se ha desarrollado esta área, gracias a la presentación probable de las perturbaciones externas, usando los métodos probabilísticos de valoración del efecto de la acción sísmica en la edificación. Las investigaciones en esta línea lo dirigieron y dirigen los científicos R.O. Amayan, Ya.M. Aisenberg, M.F. Barshtein, V.A. Bardavadze, V.V. Bolotin, I.I. Goldenblat, S.S. Darbinian, A.M. Zharov, A.G. Nazarov, N.A. Nikolaenko, E.F. Pak, S.V. Ulianov y otros.

En los últimos tiempos muchos investigadores hicieron intentos de considerar el trabajo espacial unificado de todos los elementos estructurales. Por ejemplo, en las investigaciones conjuntas de V.K. Egupov y T.A. Komandrina [35] se elaboró la teoría y se crearon métodos prácticos de cálculo de edificaciones ante vientos y sismos, basándose en los modelos espaciales de cálculo. Para ello, los autores propusieron considerar la deformación del contorno de la edificación en el plano, producto del giro y la flexibilidad de las losas.

N.A. Nikolaenko y Yu.P. Nazarov [69] usaron en calidad de esquema de cálculo un sistema espacial, compuesto de un número finito de masas puntuales. Las masas están unidas entre si como un todo, por medio de elementos elásticos y viscosos y pueden realizar vibraciones en las tres direcciones. Cabe indicar que el cálculo de tal modelo es imposible sin el uso de la informática.

El problema central en las investigaciones sísmicas es la interacción sueloestructura. La esencia de este problema, es que la información sismológica se da en la superficie del terreno, sin la existencia de la edificación. Como consecuencia de la

16

interacción suelo-estructura, surge la alteración del primero, el cual es necesario considerar en las ecuaciones de movimiento. La solución del problema planteado para edificaciones pequeñas en el plano, fueron resueltas en forma independiente por V.N. Lombardo y V.M. Liatjer en el año 1973 [55, 56]. La esencia en la solución de este problema, es que el movimiento del sistema está dado por la composición de dos ecuaciones.

Las investigaciones de N.A. Nikolaenko [65] y otros, está dedicado al trabajo espacial de las construcciones. El método propuesto en dichas investigaciones se basa en la división de las estructuras espaciales en elementos planos, que permiten satisfacer las condiciones de deformación conjunta por la línea de conexión de las partes divididas de la edificación. La interacción entre los elementos planos divididos se modela a través de conexiones elásticas. La carga sísmica en la losa se asume que es uniformemente distribuida. Esta metodología es fácil de usar para estructuras, donde la forma de flexión de los elementos verticales divididos es semejante, pudiéndose obtener resultados exactos para edificaciones con distribución regular. En casos más complicados se suele usar la metodología de determinación de formas y frecuencias de vibraciones libres, obtenidas de la solución de ecuaciones con la ayuda de la informática para esquemas espaciales de cálculo con masas puntuales.

El esquema de cálculo de un edificio puede también ser planteado como un sistema cruzado de masas discretas distribuidas [36]. Para determinar la matriz de flexibilidad del sistema se usa el método de desplazamientos, que nos permite dividir el sistema en un gran número de elementos y como consecuencia la masa distribuida en un gran número de masas puntuales. La consideración de los momentos de inercia de estas masas será necesaria para el cálculo de sistemas complejos, pudiendo surgir aparte de las vibraciones de desplazamiento, las de giro. Las cargas sísmicas se determinan después de la obtención de las formas libres de vibración y consecuentemente sus períodos, pudiendo ser utilizada la metodología [3].

En la investigación [66] se muestra otra forma de cálculo de edificios como sistemas espaciales. Este modelo permite eliminar en calidad las nuevas características del movimiento de estructuras espaciales. El modelo de cálculo está planteado en forma de un sistema de cuerpos sólidos, unidos por conexiones elásticas, los cuales modelan las rigideces reales del edificio. El suelo elástico puede ser modelado de diferentes formas (base tipo Winkler, semiespacio y otros). El movimiento de la base puede estar dado por tres componentes de movimiento de desplazamiento y tres componentes de giro. Tal modelo de cálculo no limita los desplazamientos y giros calculados de los cuerpos sólidos y permite seguir todas las fases del trabajo de la estructura, desde el rango elástico hasta el colapso. El sistema de ecuaciones diferenciales de movimiento obtenidas para el

17

modelo general de desplazamientos finitos y ángulos de giro, contiene conexiones cruzadas no-lineales tipo coordenadas genéricas y sus velocidades, los cuales se pueden interpretar como parámetros de perturbación y explican el surgimiento de vibraciones en direcciones determinadas bajo la acción perturbadora en otras direcciones. Para resolver dichos problemas será necesario usar programas informáticos.

Para sistemas de dos cuerpos unidos elásticamente, que modelan estructuras masivas, como edificaciones de un piso, edificaciones con pisos blandos en el primer nivel y otros, se utiliza el método de linearización estadística, obtenido de soluciones analíticas cerradas del problema no-lineal planteado. Tal forma también nos permite calcular los parámetros de vibraciones espaciales elásticas debido a desplazamientos y ángulos de giro pequeños. Las ecuaciones linearizadas de movimiento para pequeñas amplitudes de vibración se integran en forma cerrada. Estas soluciones pueden servir como base para la construcción de algoritmos ingenieriles de determinación de cargas sísmicas en forma de vectores principales de fuerzas sísmicas y momentos.

1.2 CALCULO SISMICO DE EDIFICACIONES, CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO DE FUNDACION

Como base para el modelo de cálculo de edificaciones se tomó el cuerpo sólido o sistema de cuerpos [65, 71]. El sistema de cuerpos sólidos se entiende como cualquier conjunto finito de cuerpos sólidos, unidos entre sí por uniones estacionarias o no-estacionarias. El suelo de fundación se modela como un semiespacio elástico, en la cual se consideran las propiedades de los diversos estratos cómo reaccionan a la tracción y compresión [12, 53]. En una primera aproximación el suelo se puede modelar por conexiones elásticas, que reflejen su trabajo real, pero sin considerar sus propiedades inerciales. Por varias direcciones del espacio (vibraciones verticales o movimientos rotacionales alrededor del eje horizontal) del esquema de cálculo creado, será necesario considerar el movimiento del suelo adherido, esto es, usar nuevos modelos de conexión inercial no tradicional [8, 9, 38 - 41, 43]. Para usar el enfoque diferencial de descripción de la conexión suelo-estructura, será necesario elegir en cada dirección espacial su esquema de conexión aproximada de cálculo.

Para edificaciones rígidas tipo bloques complejos, como los usados en la industria petrolífera, edificaciones con paneles grandes, de albañilería y otras edificaciones civiles e industriales, las deformaciones dinámicas en general se determinan por las propiedades elásticas del suelo de fundación, será necesario que sus esquemas de cálculo se apliquen en la forma de un cuerpo sólido con 6 grados de libertad, unido con el suelo elástico en la forma de un giróscopo libre [24] (fig. 1.8).

El esquema de cálculo de edificaciones flexibles con parte rígida (relativamente indeformable), como son los edificios industriales de un piso, edificios con el primer piso blando, reservorios esféricos sobre puntales o postes, apoyos de tuberías altas (sobre la tierra) llenos de productos transportados y otros, también pueden ser elegidos como cuerpo sólido, unido elásticamente con el suelo (fig. 1.8). En este caso, las conexiones elásticas son las partes de apoyo del armazón estructural.



Para edificios flexibles, como los armazones estructurales de varios pisos, es necesario elegir el modelo de cálculo en forma de un sistema vertical de cuerpos sólidos unidos elásticamente o giróscopo vertical libre [24] (fig. 1.10). El sistema de cuerpos se toma fijo con la base por conexiones elásticas, comunicándose al suelo la perturbación sísmica espacial. El esquema de cálculo de los apoyos de tuberías altas, con cables tipo tubo, también puede ser elegida como un sistema vertical de dos cuerpos sólidos, cuyas conexiones elásticas entre ellas modelan la flexibilidad de la tubería, y la conexión del cuerpo inferior con la base se modela por los apoyos elásticos y las propiedades elásticas de los suelos (fig. 1.11).



Fig. 1.11

El movimiento del cuerpo sólido en el espacio, con 6 grados de libertad, se describe a través de los desplazamientos finitos y ángulos de giro, usando el siguiente sistema de 6 ecuaciones [24, 65 y otros] (fig. 1.8):

$$m\ddot{X}_{1l} = \sum F_{KX_1}$$
$$m\ddot{X}_{2l} = \sum F_{KX_2}$$
$$m\ddot{X}_{3l} = \sum F_{KX_3}$$

$$\theta_{1}\dot{\omega}_{1} + (\theta_{3} - \theta_{2})\omega_{2}\omega_{3} = \sum M_{X_{1}}$$
(1.1)
$$\theta_{2}\dot{\omega}_{2} + (\theta_{1} - \theta_{3})\omega_{1}\omega_{3} = \sum M_{X_{2}}$$

$$\theta_{3}\dot{\omega}_{3} + (\theta_{2} - \theta_{1})\omega_{1}\omega_{2} = \sum M_{X_{3}}$$

Donde *m* y $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ - masa y momentos centrales de inercia del cuerpo; $\sum F_{KX_1}, \sum F_{KX_2}, \sum F_{KX_3}$ y $\sum M_{X_1}, \sum M_{X_2}, \sum M_{X_3}$ - proyección del vector principal y momento principal, de la fuerza actuante sobre el cuerpo en los ejes inerciales $0X_1X_2X_3$ y los ejes centrales principales de inercia $cx_1x_2x_3$ del cuerpo correspondiente; $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ - pseudovelocidad angular, determinadas por las ecuaciones cinemáticas de Euler en relación al sistema elegido de ángulos de rotación, por ejemplo los ángulos cardánicos:

$$\omega_{1} = \dot{\alpha}_{1} \cos \alpha_{2} \cos \alpha_{3} + \dot{\alpha}_{2} \sin \alpha_{3}$$

$$\omega_{2} = -\dot{\alpha}_{1} \cos \alpha_{2} \sin \alpha_{3} + \dot{\alpha}_{2} \cos \alpha_{3}$$
(1.2)

$$\omega_3 = \dot{\alpha}_1 \sin \alpha_2 + \dot{\alpha}_3$$

Donde: $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ - ángulos de rotación real.

Se entiende por modelo matemático de vibraciones espaciales en magnitudes finitas (1.1), al sistema de ecuaciones diferenciales no-lineales, interrelacionados por conexiones cruzadas no-lineales tipo producto que describen las vibraciones en las diferentes direcciones principales espaciales.

El primer paso práctico en la aplicación de grandiosas y complejas ecuaciones de vibraciones espaciales fue publicado en las investigaciones [66, 67, 69] y se le atribuye al estudio y aplicación del modelo de cálculo de planos paralelos [75 - 82]. En el movimiento plano para un cuerpo rígido se obtiene un sistema de tres ecuaciones [25, 107], las ecuaciones cinemáticas de Euler (1.2) dieron como resultado la pseudovelocidad angular ω_2 que se transformó en velocidad angular común, correspondiente a su eje de giro en el espacio, que no podrá girar:

$$m\ddot{X}_{1C} = \sum F_{KX_1}$$

$$m\ddot{X}_{3C} = \sum F_{KX_3}$$

$$\theta_2 \dot{\omega}_2 = \sum M_{X_2}$$

$$\omega_2 = \dot{\alpha}_2$$
(1.3)

El problema es matemáticamente correcto, conservándose los efectos no-lineales. Se puede hacer un análisis cualitativo y cuantitativo de la influencia de la no-linealidad, que en el planteamiento espacial del problema se hace más complejo, debido a la cantidad de expresiones matemáticas y elementos cruzados compuestos, que contienen diferentes tipos de no-linealidad. También es posible investigar el uso de diferentes modelos de interacción suelo-estructura, tanto para esquemas lineales y no-lineales de deformación de las conexiones. Para el problema plano del modelo de cálculo de una masa se obtiene una real posibilidad de obtener una solución analítica cerrada, cuya solución en el espacio es prácticamente irreal.

En los trabajos de diversos autores [17, 38, 39, 41, 49, 50] se investigó el problema de vibraciones horizontales no-estacionarias, verticales y rotacionales del cimiento, apoyado en el suelo, considerando el surgimiento y expansión de las ondas elásticas en el suelo de fundación, siendo el modelo de la base el de semiespacio isotrópico elástico homogéneo y el cimiento está dado por un cuerpo muy rígido. Dichos resultados son muy grandes y complicados de aplicación para el cálculo de edificaciones en zonas sísmicas. Ilichev V.A. y Anikev A.V., fueron quienes dieron las soluciones aproximadas del problema descrito en sus investigaciones [8, 9, 43], transformando las complejas expresiones matemáticas a modelos mecánicos sencillos, considerando en ellos uno de los principios importantes del suelo adherido a la estructura, esto es el movimiento relativo respecto a la estructura y el resto del suelo. En las investigaciones anteriormente indicadas se analizaron en forma separada las vibraciones en las principales direcciones del espacio: horizontales, verticales, horizontal-rotacionales y rotacionales. Nos detenemos en las vibraciones horizontal- rotacionales de la base del edificio. En la investigación [8] se analiza el movimiento de la cimentación con base circular plana, caracterizado por los siguientes parámetros: *a* – radio de la base, quedando el centro de rigidez del cimiento en el eje vertical, que pasa por el centro de la base a una distancia y_z ; m - masa; J momento de inercia. El semiespacio elástico se determina por las siguientes características: ρ - densidad; μ - modulo de desplazamiento; v - coeficiente de Poisson; C_2 – velocidad de expansión de la onda de corte. En el cimiento también actúa la fuerza vertical excéntrica f(t) con excentricidad ξ .

Las vibraciones horizontal-rotacionales se describen por el sistema de ecuaciones:

$$m\frac{d^{2}U_{x}}{dt^{2}} - my_{z}\frac{d^{2}U_{\alpha}}{dt^{2}} + R_{x} = 0$$

$$y\frac{d^{2}U_{\alpha}}{dt^{2}} - my_{z}\frac{d^{2}U_{x}}{dt^{2}} + R_{\alpha} = \xi.f(t)$$

$$U_{\alpha}(t) = \int_{0}^{t} R_{\alpha}(t_{1})\Phi_{0}(t - t_{1})dt_{1}$$
(1.4)

$$U_{x}(t) = \int_{0}^{t} R_{x}(t_{1})U_{0}(t-t_{0})dt_{1}$$

Donde $U_x(t)$ - desplazamientos horizontales, $U_{\alpha}(t)$ - ángulo de torsión de la base del cimiento, $R_{\chi}(t)$ - reacción horizontal de la base, $R_{\alpha}(t)$ - momento de la base. Por reacción de la base se entiende a la acción uniforme de los esfuerzos de contacto del suelo con el cimiento. La relación entre los desplazamientos y reacciones se da en forma de un integral con núcleos $\Phi_0(t)$ y $U_0(t)$, que se muestran como el ángulo de giro y desplazamiento horizontal de un cuño sin peso en la base, debido a la carga unitaria de impulso, comúnmente llamada función de paso de impulso (FPI). Se obtuvo en forma aproximada la solución del problema dinámico de la teoría de elasticidad, esto es la determinación FPI $\Phi_0(t)$ y $U_0(t)$. Se eligieron los modelos mecánicos con FPI, que concuerdan exactamente con las representaciones teóricas $\Phi_0(t)$ y $U_0(t)$, basadas en la proposición de semiespacios elásticos homogéneos e isótropos. Todos los trabajos anteriormente indicados con representación aproximada del FPI corresponden a los modelos mecánicos de la fig. 1.12 a,b. Los parámetros K_1 , K_2 , b_1 , b_2 , m de los modelos de conexión se determinan por el trabajo [102]. En forma análoga se determinaron las expresiones aproximadas de FPI y se construyeron los modelos mecánicos de interacción para las vibraciones verticales (fig. 1.9). Lo importante de este modelo inercial está dado que la masa del suelo adherido en movimiento *m* depende del área de la base del edificio y de las propiedades del suelo. En cierto modo existe una relación dinámica entre el edificio y el suelo adherido en movimiento. El movimiento de la masa m se diferencia para edificaciones de una misma dimensión en el plano, pero de diferente peso. Por ejemplo, para una masa pequeña del edificio en comparación con el suelo adherido en movimiento - su movimiento es insignificante. Si analizamos el movimiento plano surge el problema de considerar al mismo tiempo el movimiento del suelo adherido en todas las direcciones.



Fig. 1.12

La vibración de un cuerpo sólido en planos mutuamente verticales nos permite correctamente valorar el desempeño del modelo de cálculo en el espacio. La descripción matemática del movimiento plano del modelo es más sencilla que la espacial [66, 67, 69], por ejemplo, la cantidad de ecuaciones de movimiento se reducen.

Si analizamos los modelos inerciales de interacción suelo-estructura, surgen nuevas posibilidades de investigación de regímenes de movimiento de la edificación – periódicos y no-periódicos, que nos permiten rediseñar el edificio y disminuir las cargas sísmicas, aun en la fase de proyección de la edificación y de acuerdo a la interrelación de ciertos parámetros como la masa, el momento de inercia, la profundidad de la cimentación y dimensiones generales.

Partiendo de la facilidad de su descripción matemática, el movimiento de los esquemas de cálculo de edificaciones civiles e industriales se analiza en los planos verticales, siendo elegidos perpendicular a los ejes principales centrales de inercia del cuerpo sólido.

En las ecuaciones de vibración de magnitudes finitas, las conexiones cinemáticas y geométricas cruzadas no-lineales cumplen el papel de parámetros perturbadores, los cuales por acción de la perturbación externa en una dirección principal del plano elegido excitan la vibración (movimiento) del cuerpo en otras direcciones principales del plano. Surge la redistribución de la energía de entrada de la perturbación externa con una dirección principal a otras direcciones, en forma análoga al trabajo de Goldenblat I.I. [26], quien analizó la perturbación externa en un péndulo, sostenido por un resorte, donde surgen además de las vibraciones de desplazamiento, las de rotación. Tal efecto fue

descrito anteriormente por el Académico Mandelshtam L.I. [57]. Un efecto mayor y sistemático de excitación de los parámetros de vibración (cambios súbitos de energía) fue investigado por los científicos Ganiev R.F. y Kononenko V.O. [23, 24]. Desde el punto de vista de la teoría sísmica, el efecto de cambio súbito de energía significa lo siguiente: ante la inexistencia de la perturbación sísmica de rotación en un edificio simétrico (planificación por pisos) de pequeñas dimensiones en el plano, cuando la onda de acción sísmica no se puede indicar, surgen las vibraciones torsionales y correspondientemente los momentos sísmicos torsionales, que nos llevan a una sobrecarga de los elementos estructurales, y en ciertos casos al colapso de la edificación; pudiendo surgir vibraciones lineales de desplazamiento y sus correspondientes fuerzas sísmicas, sin existir la perturbación sísmica en dicha dirección principal, por ejemplo, las vibraciones verticales en las edificaciones lejanas al epicentro del sismo. El análisis de los sismos fuertes con el registro del movimiento de la superficie terrestre, nos demuestra que dichos efectos existen [101], pudiendo ser únicamente explicados desde la posición de las investigaciones de Nikolaenko N.A. y Nazarov Yu.P. [62, 69].

Para investigar el comportamiento de las edificaciones en el espacio, considerando las magnitudes finitas y ángulos de giro será necesario:

1) Determinar los modelos matemáticos no-lineales de vibración.

2) En base a los métodos de modelación numérica de los procesos dinámicos en computadora, plantear el orden de las magnitudes finitas de desplazamientos y ángulos de giro para los diferentes tipos de edificaciones.

3) Determinar el número de miembros de la serie en las funciones trigonométricas aproximadas de ángulos de giro y el orden de los miembros no-lineales conservados en los modelos matemáticos de vibración, los cuales posteriormente pueden ser investigados a través de métodos analíticos aproximados.

Tal tipo de investigación es muy complicada y extensa, habiendo sido planteada por Ganiev R.F. y Kononenko V.O. [24].

1.3 PELIGRO SISMICO EN EL PERU

Es necesario que el estado, sociedad y gobierno le den mayor importancia al peligro sísmico en el Perú, a la falta de preparación de la población y a la necesidad de dar pasos seguros en la inversión en esta área.

Para edificaciones más del 40% del territorio nacional es altamente sísmico. Cerca de 2/3 de este territorio, específicamente la costa, se encuentra en una zona cuya intensidad sísmica potencialmente es de 9 grados en la escala Mercalli Modificada (MM). En muchos casos se tienen adicionalmente problemas con el terreno, como suelos de baja resistencia, cercanía con cortes tectónicos, relieves complejos y otros más. 18

millones de peruanos viven en zonas altamente vulnerables y amenazadas constantemente al peligro de ocurrencia de sismos, el cual crece aceleradamente, pudiendo indicar algunas de las causas:

La mayor cantidad de sismos ocurridos en territorio nacional fueron de mayor intensidad que lo indicado en el mapa de zonificación sísmica.

Otra de las razones es el incremento del peligro sísmico provocado por el mismo hombre, como los grandes almacenes de agua totalmente llenos, extracción de minerales en zonas de alto riesgo y otros.

Es necesario la revisión y análisis periódico de la Norma de Diseño Sismorresistente, porque se ha comprobado que muchas edificaciones diseñadas bajo estas normas se comportaron bien ante los sismos y otras mal, habiendo actuado bajo los mismos parámetros.

Haciendo un análisis profundo, llegamos a la conclusión que nos hace falta mejorar nuestra norma de diseño sismorresistente. Existen muchos aspectos a superar, como la insuficiente consideración de los procesos ondulatorios, la inexacta determinación de la influencia de los suelos en las cargas sísmicas, la inexacta consideración del componente vertical, la falta de conocimientos de los métodos modernos de defensa sísmica de las edificaciones, como el aislamiento sísmico y otros más. Insuficiente consideración de los métodos de la teoría de seguridad.

Lo específico de la carga sísmica, es que de un lado, puede ser intensa y no causar destrucciones en edificaciones comunes, como de otro lado un sismo severo, es un caso fortuito desde el punto de vista estadístico.

Si analizamos desde la posición de la teoría de diseño óptimo, podemos llegar a la conclusión, que el deterioro estructural debido a un sismo severo no solo es admisible, sino que debe de ser un elemento de diseño óptimo y de modelo de cálculo de la edificación.

Las investigaciones de vibraciones sísmicas de las edificaciones como sistemas inelásticos, no-lineales, no-estacionarios se vienen realizando en el extranjero desde hace más de 25 años, sin embargo en las normas y en la práctica aún no se han implementado. Una de las razones es la complejidad del modelo matemático de la edificación en la fase de avance del colapso y en la indeterminación de la información sismológica de entrada.

El rechazo de la concepción de resistencia uniforme nos permitió planear los mecanismos de destrucción. Además, los modelos matemáticos de cálculo en este caso se convierten en factibles, son más sencillos y dependen de los caprichos de la naturaleza sísmica. A propósito, el aislamiento sísmico con fricción seca, es el ejemplo más sencillo de planeamiento del comportamiento sísmico de la edificación. Este rechazo de la concepción de resistencia uniforme permite a las normas pasar a la etapa de diseño

considerando los daños y deformaciones inelásticas; esto es, resuelve la contradicción de los cálculos, donde la filosofía de diseño supone daños locales, que los métodos de cálculo no lo permiten.

Desde nuestro modesto punto de vista, éstas son las principales áreas, donde debemos de mejorar nuestra norma peruana de diseño sismorresistente.

En la fig. 1.13 se muestran los daños ocasionados por el sismo de Ocoña, ocurrido el 23.06.2001 en el sur del país, dejando cuantiosos daños materiales y pérdidas humanas, lo cual nos hace reflexionar de la necesidad de formar equipos de investigación conjunta para resolver las deficiencias en cada una de las etapas del proceso constructivo de todo tipo de obras.

Como es sabido en nuestro país en los últimos años se ha iniciado la construcción de edificios altos, siendo este un problema complejo para los ingenieros civiles.

En nuestro país, la construcción en zonas sísmicas es cada día mayor, consecuentemente, las medidas adoptadas en el diseño estructural tienen un gran valor en la economía nacional. La disminución del costo en el diseño antisísmico, unido a la seguridad estructural viene a ser el problema central de la construcción en zonas sísmicas. Un valor importante en la solución de este problema posee la elaboración de una metodología de cálculo de edificios altos en zonas sísmicas, considerando la real interacción suelo-estructura con base flexible.



Fig. 1.13 Consecuencias del sismo de Ocoña en el sur del país (23.06.2001)

CAPITULO 2

CONSIDERACION DE LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO DE FUNDACION EN EL CALCULO SISMICO DE EDIFICIOS

2.1 USO DE LA CIMENTACION CON PILOTES PARA EDIFICACIONES EN ZONAS SISMICAS

En las investigaciones realizadas de las consecuencias de los últimos sismos, como el de Niigata (Japón) en el año 1964, Bujar (URSS) en 1976, Spitak (Armenia) en 1988, Kobe (Japón) en 1995 y otros más, se observó un grado diferente de daños en edificios típicos con diferentes tipos de cimentación. Por ejemplo en Bujar, los mayores daños sucedieron en las edificaciones con zapatas aisladas y menor en las edificaciones con plateas de cimentación [5]. En Kobe los daños obtenidos en edificaciones con cimentaciones superficiales superaron aproximadamente en 1,5 los daños ocasionados en edificaciones con cimentación con pilotes [18]. Considerando ésto y las normas de diseño sismorresistente [96, 97, 99, 100, 102, 103, 104] se reglamentó el uso y principales exigencias estructurales que deben de cumplir las cimentaciones en zonas sísmicas [58].

En la actualidad la cimentación con pilotes se usa ampliamente en zonas sísmicas, sobretodo para edificaciones altas [33, 18].

Siempre se consideró que las cimentaciones con pilotes son seguras y se usó en condiciones de suelo más desfavorables, por ello se supone, que dicha propiedad de seguridad debe ser ampliada para edificios altos en zonas sísmicas.

Para edificios altos de armazón estructural, en los casos, cuando no se cumplen las deformaciones límites absolutas y relativas para cimentaciones superficiales tipo platea, sobre arcilla movible suavemente plástica, arena porosa, limos, terraplén de relleno, suelo blando, los cuales, generalmente son atravesados por los pilotes, es conveniente usar cimentación con grupos de pilotes (fig. 2.1).



El uso de grupos de pilotes en tal tipo de suelos, permite la disminución de la deformación de la edificación en 3 a 5 y más veces, en comparación con la cimentación superficial sobre suelo natural [104].

Para el caso de edificaciones rectangulares en el plano, los pilotes son necesarios ubicarlos en los extremos de mallas rectangulares, trazados sobre la base de la cimentación. Para que todos los pilotes trabajen al mismo tiempo, es necesario unirlos por un cabezal, el cual asegura la distribución de las cargas en los pilotes y la uniformidad del asentamiento o para carga antisimétrica el asentamiento con inclinación sin flexión [33].

El cabezal será necesario elegir con la menor profundidad de excavación, conforme a las exigencias técnicas del proyecto.

La unión de los pilotes con el cabezal se realiza, fijando las cabezas de los pilotes con el cabezal en 5-10 cm sin salida de las varillas de acero. El empotramiento perfecto de los pilotes con salida de la armadura, se usa cuando estos soportan cargas de extracción [104].

Algunos consideran, que el suelo de la base del cabezal no soporta cargas, transmitidas de la superestructura y que toda la carga lo soportan los pilotes. En relación con ello, la subestructura se calcula como una viga simple o en el mejor de los casos como una viga continua. En este caso el cálculo nos da un valor elevado en los momentos en los apoyos y en el tramo intermedio, lo cual trae consigo un excesivo gasto de acero.

Basado en los trabajos experimentales de diversos científicos e institutos de investigación, se llegó a la conclusión que en cabezales bajos (a nivel del suelo), las cargas de la superestructura se transmiten al suelo, no solo mediante los pilotes, sino también a través del cabezal.

Como resultado de las investigaciones de campo para cimentaciones con pilotes, la carga de la superestructura transmitida a través del cabezal puede llegar al 50% del total.

De esta manera, en cabezales bajos, el suelo debajo del cabezal en el tramo entre pilotes, en cierto grado soporta al cabezal y distribuye las cargas a los pilotes.

Simvulidi I.A. [93, 94] a través de sus investigaciones teóricas llega a la conclusión, que gran parte del trabajo del cabezal depende no solamente de la calidad del suelo, sino también de la separación entre pilotes en el plano, del tipo de concreto del cabezal y su porcentaje de armadura, de las dimensiones del pilote y el cabezal, del tipo, valor y distribución de la carga en el cabezal, del desplazamiento vertical del pilote y de la rigidez general de la edificación.

La correcta consideración del trabajo del cabezal bajo en la cimentación con pilotes nos da la posibilidad de elegir las dimensiones del cabezal, su porcentaje y distribución de armadura, que viene a ser la parte importante para obtener una construcción resistente, económica y segura.

El cálculo de la cimentación con pilotes básicamente se realiza a la resistencia, esto quiere decir a la acción de las fuerzas cortantes y momentos flectores, cuyos valores dependen de la magnitud y distribución de las reacciones de la presión del suelo sobre la cimentación.

Conociendo los valores máximos de las fuerzas cortantes, momentos flectores y distribución de las reacciones de la presión del suelo, fácilmente se puede determinar las dimensiones y porcentaje de armadura de la cimentación con pilotes.

En dependencia del carácter, magnitud y distribución de cargas en la cimentación, de las dimensiones, cantidad y distribución de pilotes en el plano, del tipo de construcción y rigideces de la cimentación con pilotes y superestructura, así como de las condiciones del suelo, todos los pilotes o parte de ellos pueden tener determinados asentamientos, que corresponde a la flexibilidad del cabezal. El asentamiento del pilote trae consigo el aumento de las cargas en el cabezal y su asentamiento, y en ciertos casos la deformación de la superestructura.

Los cabezales altos de cimentación con pilotes (a cierta altura del suelo) de acuerdo a sus particularidades constructivas, se usan mayormente en la construcción de puentes y otras estructuras de Ingeniería Civil.

2.2 MODELOS DINAMICOS PARA CIMENTACION CON PILOTES

Se desprende de los resultados de elaboración de modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, que la idea principal de la consideración de la flexibilidad del suelo de fundación, consiste en la asignación de los coeficientes de rigidez, que determinan la condición real de interacción de la cimentación con la base:

$$R_{\alpha} = K_{\alpha} u_{\alpha}$$

$$R_{\varphi\alpha} = K_{\varphi\alpha} \varphi_{\alpha} \qquad (\alpha = x, y, z)$$
(2.1)

Donde:

 $R_{\alpha}, R_{\omega\alpha}$ - fuerzas de reacción;

- coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (kN/m)

 K_{x}, K_{y} - coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (kN/m)

- K_{ax}, K_{ay} coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; (kN.m)
- coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (kN.m)

 u_{α} - desplazamiento lineal; (m)

 φ_{α} - desplazamiento angular.

Tal metodología también se usa en el cálculo sísmico de edificaciones, considerando la flexibilidad de la base de fundación. Para ello la base se analiza como un semiespacio elástico. La concretización de las propiedades de la base (inercia, amortiguamiento) se realiza dentro de los marcos de formulación de un determinado modelo dinámico.

Para la cimentación con pilotes, el problema de interacción sísmica sueloestructura, resultó ser más complicado que el de cimentaciones superficiales, fundamentalmente, debido a las escasas investigaciones realizadas.

Como se mostró en el resumen de trabajos de investigación suelo-estructura, en todos los casos se analizaron cimentaciones superficiales y para el caso de cimentación con pilotes, principalmente se encontró la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 "Cimentación de máquinas con cargas dinámicas". Más aún, en el punto 1.24 de dicha norma existe una indicación directa, que para la construcción en zonas sísmicas de cimentaciones masivas no se debe de considerar la acción sísmica.

De tal manera, hasta estos momentos, la elaboración del modelo dinámico de la cimentación con pilotes y la base de fundación, cuando éste forma parte del sistema dinámico principal suelo-estructura para cálculo en zonas sísmicas, aún no ha encontrado su representación adecuada en los cálculos prácticos y se considera un campo abierto para las investigaciones.

Tal razón puede significar un argumento sólido de la actualidad y el aporte científico de la presente investigación.

Durante el proceso de estudio de los fundamentos teóricos para el fundamento del modelo dinámico de cimentación con pilotes en zonas sísmicas se eligieron dos métodos.

El primero de ellos, se sustenta en la aplicación de la base normativa, expuesto en [99] y basado en el cálculo de cimentación de máquinas con cargas dinámicas.

En el, hace falta indicar algunos aspectos importantes, relacionados con la acción sísmica.

En concordancia con la Norma Rusa [99], el esquema de cálculo de la cimentación se determinó de la siguiente manera (fig. 2.2) [18, 19].

El cimiento se modela como un cuerpo sólido con cargas externas dadas, que surgen del trabajo de instalación. El carácter de las acciones externas (carga periódica, carga de impulso, carga casual y otras) se determinan por la especificación de la instalación. En la fig. 2.2 se introdujeron las siguientes designaciones, correspondiente a lo indicado en el SNIP 2.02.05-87.

 F_x, F_z - componentes horizontal y vertical de la carga dinámica externa.

M y M_{ψ} - componentes del momento perturbador, respecto a los ejes OY y OZ respectivamente.

 $K_x, K_{\varphi}, K_{\psi}$ - rigidez de la cimentación.



Fig. 2.2 Esquema de cálculo de la cimentación por la Norma Rusa [99]

De acuerdo a la norma [99] se analiza la posibilidad de la consideración del amortiguamiento, dado por los parámetros de amortiguación relativa $\xi_z, \xi_x, \xi_{\varphi}, \xi_{\psi}$ o por los módulos de amortiguación $\Phi_z, \Phi_x, \Phi_{\varphi}, \Phi_{\psi}$.

De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por:

- vibraciones verticales;

- vibraciones horizontales;
- vibraciones horizontal-rotacionales;
- vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.



Fig. 2.3 Esquema de cálculo de la cimentación durante la acción sísmica

Dicho modelo de cálculo (fig. 2.3) debe ser corregido, para el caso de la acción sísmica en condiciones similares, bajo los siguientes principios:

- 1) En el sistema dinámico suelo-estructura, el disco rígido de la cimentación debe ser descrito como una masa puntual en el centro de gravedad del cabezal.
- 2) En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico. Para hacer más fácil el esquema de cálculo, en una primera aproximación, puede ser descrito en forma de un vector

espacial V(t), actuante en el centro de gravedad del cabezal. Como esta acción es cinemática, se da en forma de los datos de un oscilograma de aceleraciones (oscilograma).

En la práctica, mayormente se dan los datos de un componente de desplazamientos o aceleraciones en el plano horizontal. Por ello, en los cálculos sísmicos el componente externo, se da en forma de vector, actuante en el plano horizontal.

3) Debe ser corregido el esquema de fijación del centro de masas, mediante la introducción de las conexiones elástico-flexibles, que impiden el desplazamiento horizontal en la dirección del eje OY y el giro alrededor del eje OX.

En lo sucesivo, el modelo dinámico elegido para cimentación con pilotes, se denominará modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

El segundo método de elaboración de modelo dinámico para cimentación con pilotes, se basa en los resultados publicados en el texto de V.A. Ilichev, Yu.V. Mongolov, V.M. Shaevich "Cimentación con pilotes en zonas sísmicas" [45]. En lo sucesivo tal modelo dinámico de cimentación con pilotes será abreviadamente llamado modelo ILICHEV.

La idea principal de tal método, es la introducción en el esquema de cálculo de cimentación con pilotes, de los resultados obtenidos analíticamente de los coeficientes de rigidez para el desplazamiento K_x y rotación K_a .



Fig. 2.4 Modelos de cálculo de cimentación con pilotes para cabezales bajo y alto

Se supone, que el cabezal es un cuerpo sólido indeformable, apoyado en los pilotes, cada uno de los cuales trabaja en la dirección horizontal como viga sobre base elástica tipo Winkler con coeficiente de Balasto que crece linealmente por la profundidad del pilote (fig. 2.4). Para ello se distinguen los casos de cabezales bajo y alto, que se diferencian solamente por las condiciones de trabajo del pilote.

En la fig. 2.4 l - longitud del pilote; h - altura del cabezal; k - coeficiente de proporcionalidad, que caracteriza el aumento de la intensidad del coeficiente de Balasto.

Dentro de las suposiciones de este modelo se pueden indicar las siguientes:

La resistencia del suelo en la base del cabezal se desprecia, debido a que en las vibraciones, la superficie de contacto entre la base de cimentación y el suelo se considera perturbada.

El estado esfuerzo-deformación del sistema "pilote-suelo" bajo la acción de cargas de pequeñas frecuencias en el nivel de la cabeza del pilote, característico para la acción

sísmica, se puede determinar por el método estático. Aquí, se tiene que tener en cuenta, que el pilote tiene una frecuencia muy alta de vibraciones libres; sin embargo, el sistema "pilote-suelo" actúa bajo cargas de pequeña frecuencia. Por ello, las fuerzas inerciales prácticamente no influyen y por tanto, se los puede despreciar.

En los puntos posteriores del presente capítulo, se describirán detalladamente el material publicado en [45] y [99].

Desde un punto de vista, es necesaria la aclaración del algoritmo de solución del cálculo de edificios altos con cimentación con pilotes ante la acción sísmica, que es materia de investigación de la presente publicación.

Desde otro punto de vista, considerando su adaptación de los trabajos [45, 99] a la realidad nacional y el sentido práctico de aplicación en proyectos reales, la presente investigación debe de ser de suma utilidad a los especialistas e investigadores peruanos.

2.3 MODELO DINAMICO POR LA NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

La Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 prescribe la siguiente metodología de cálculo de determinación de las masas puntuales y coeficientes de rigidez de compresión uniforme, desplazamiento uniforme, compresión no uniforme y desplazamiento no uniforme, que determinan las correspondientes vibraciones parciales de la cimentación con pilotes.

Para el caso de vibraciones verticales del grupo de pilotes:

$$m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,o}$$
(2.2)

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^{*}}{1 + \frac{K_{z,red}^{*} l_{0}}{NE_{b} A_{p}}}$$
(2.3)

Donde:

$$K_{z,red}^{*} = NE_{b}A_{p}\overline{\beta} \frac{\overline{\beta} th\left(\overline{\beta} l\right) + \alpha}{\overline{\beta} + \alpha th\left(\overline{\beta} l\right)}$$
(2.4)

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{c_{p,m}u}{E_b A_p}} \tag{2.5}$$

$$c_{p,m} = \frac{\sum_{k=1}^{k_l} c_{p,k} l_k}{l}$$
(2.6)
$$\alpha = \frac{C_z^*}{E_b} \tag{2.7}$$

$$C_{z}^{*} = b_{0}E\left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right)$$
 (2.8)

$$\beta_{z}^{*} = k^{*} \frac{\sum_{k=1}^{l} c_{p,k} l_{k}}{c_{0} l}$$
(2.9)

En las fórmulas (2.2) - (2.9):

 $m_{z,red}$ - masa asumida de la cimentación con pilotes (T.s²/m);

 m_r - masa del cabezal (T.s²/m);

- $m_{i,p}$ masa de la parte *i* del pilote hincado en el suelo (T.s²/m);
- $m_{i,0}$ masa de la parte *i* del pilote, ubicado sobre la superficie del terreno (T.s²/m);
- coeficiente asumido igual a 2 para pilotes de concreto armado de alta resistencia; 2,5 para pilotes de concreto armado de mediana resistencia; 3,5 para pilotes de madera;
- $k_l y k_{l^*}$ número del estrato de suelo, contabilizado a partir de la superficie del suelo hasta la profundidad igual a *l* o $l^* = 0.2[1 + 4th(10/l)]l$
- resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato k, determinado por las tablas 6 y 7 [99] (tablas 1 y 2 del anexo);
- espesor del estrato k del suelo;
- c_0 coeficiente igual a 10000 kN/m³ (1000 T/m³);
- *l* profundidad de hincado del pilote en el suelo, m;
- distancia de la base del cabezal hasta la superficie del suelo, m; para cabezal bajo $l_0 = 0$.
- *N* número de pilotes;
- E_{b} módulo de elasticidad del material del pilote, kPa (T/m²);
- A_n área de la sección transversal del pilote, m²;
- *u* perímetro de la sección transversal del pilote, m;

- C_z^* coeficiente de compresión elástica uniforme en el extremo inferior del pilote, kN/m³ (T/m³);
- coeficiente (m⁻¹) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas 1,5. El valor de este coeficiente se duplica para pilotes hincados;
- módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, kPa (T/m²), determinadas por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83* [100] (tablas 3 y 4 del anexo) o en forma experimental;

 $A_{10} = 10 M^2$;

A - área de la base de la cimentación (m²), asumida como el área mayor
 de la parte inferior de la sección transversal del pilote.

Para las vibraciones horizontales de la cimentación con pilotes:

$$m_{x,red} = m_r + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,0}$$
(2.10)

$$\beta_x^* = 0.25 \beta_z^*$$
 (2.11)

$$K_{x,red} = \frac{NE_b I \,\bar{\alpha^3}}{p} \tag{2.12}$$

En las fórmulas (2.10) – (2.12):

 $m_{x,red}$ - masa asumida de la cimentación con pilotes (T.s²/m);

I - momento de inercia de la sección transversal del pilote, m⁴;

 $\bar{\alpha}$ - coeficiente de deformación elástica del sistema "pilote-suelo", determinado por la fórmula

$$\bar{\alpha} = 2.5 \sqrt{\frac{Kb_p}{\gamma_c E_b I}}$$
(2.13)

Donde:

- K coeficiente de proporcionalidad, kN/m⁴ (T/m⁴) dependiente del tipo de suelo alrededor del pilote y determinado por la tabla 1 de la Norma Rusa SNIP 2.02.03-85 [97] (tabla 5 del anexo).
- b_p ancho convencional del pilote, m, asumido igual a $b_p = d + 1$, m para pilotes con diámetro 0,8m y mas; y para el resto de dimensiones de la sección del pilote $b_p = 1,5a + 0,5$, m, siendo *a* el lado mayor.

$$\gamma_c = 3$$

Para pilotes articulados en el cabezal,

$$p = A_0 + 2B_0 l_0 \bar{\alpha} + C_0 \left(l_0 \bar{\alpha} \right)^2 + \frac{\left(l_0 \bar{\alpha} \right)^3}{3}$$
(2.14)

Para pilotes empotrados en el cabezal,

$$p = A_0 + \frac{1}{C_0 + l_0 \bar{\alpha}} \left\{ B_0 \left[\left(l_0 \bar{\alpha} \right)^2 - B_0 \right] + \frac{\left(l_0 \bar{\alpha} \right)^3}{3} \left(C_0 + \frac{l_0 \bar{\alpha}}{4} \right) \right\}$$
(2.15)

En las fórmulas (2.14), (2.15):

 A_0, B_0, C_0 - coeficiente dependiente de la longitud asumida de hincado del pilote

 $\overline{l} = \overline{\alpha} l$ y de la condición de apoyo de la parte inferior del pilote en el suelo, de acuerdo a la Norma Rusa SNIP 2.02.03-85 (tabla 6 del anexo);

Para las vibraciones horizontal-rotacionales del grupo de pilotes

$$m_{\varphi,red} = m_{x,red} \tag{2.16}$$

$$\theta_{\varphi,red} = \theta_{\varphi,r} + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{h,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{h,i}^2$$
(2.17)

$$\theta_{\varphi^{0,red}} = \theta_{\varphi,red} + h_2^2 m_r \tag{2.18}$$

$$K_{\varphi,red} = \frac{K_{z,red}}{N} \sum_{i=1}^{N} r_{h,i}^2$$
(2.19)

En las fórmulas (2.16) – (2.19):

- $\theta_{\varphi,r}$ momento de inercia de la masa del cabezal respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración (T.m.s²);
- distancia del centro de gravedad de la masa m_r hasta la base del cabezal, m;
- distancia desde el eje *i* del pilote hasta el eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad de la base del cabezal perpendicular al plano de vibración;

Para las vibraciones rotacionales de la cimentación con pilotes alrededor del eje vertical

$$m_{\psi,red} = m_{x,red} \tag{2.20}$$

$$\theta_{\psi,red} = \theta_{\psi,r} + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{\nu,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{\nu,i}^2$$
(2.21)

$$K_{\psi,red} = \frac{K_{x,red}}{N} \sum_{i=1}^{N} r_{\nu,i}^{2}$$
(2.22)

En las fórmulas (2.20) – (2.22):

- $\theta_{\psi,r}$ momento de inercia de la masa del cabezal, respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad del cabezal (T.m.s²);
- *r*_{v,i} distancia del eje *i* del pilote, hasta el eje vertical, que pasa por el centro de gravedad del cabezal, m.

En caso que no existan datos experimentales de la amortiguación relativa ξ_z para vibraciones verticales de la cimentación con pilotes, se permite asumir como valor 0,2 para vibraciones establecidas o conocidas y 0,5 para vibraciones desconocidas o no establecidas. Los valores de ξ_x , ξ_{φ} , ξ_{ψ} se determinan por las fórmulas (2.23) – (2.25):

$$\boldsymbol{\xi}_{x} = 0.6\boldsymbol{\xi}_{z} \tag{2.23}$$

$$\xi_{\varphi} = 0.5\xi_z \tag{2.24}$$

$$\xi_{\psi} = 0.3\xi_z \tag{2.25}$$

2.4 MODELO V.A. ILICHEV-Yu.V. MONGOLOV-V.M SHAEVICH

Los coeficientes de rigidez de la cimentación con pilotes para la compresión elástica uniforme K_z , desplazamiento elástico uniforme K_x y la rotación elástica K_{φ} , se determinan por las fórmulas (2.26) – (2.28):

i=1

$$K_z = nC_1 \tag{2.26}$$

$$K_{x} = nC_{2} - \frac{n^{2}C_{3}^{2}}{C_{1}\sum_{i}^{n}y_{i}^{2} + nC_{4}}$$
(2.27)

$$K_{\varphi} = C_1 \sum_{i=1}^{n} y_i^2 + nC_4 - n \frac{C_3^2}{C_2}$$
(2.28)

Donde:

n - número de pilotes en el cabezal simétrico;

- *y_i* distancia del eje de rotación del cabezal, hasta el eje *i* del pilote;
- fuerza orientada a lo largo del eje longitudinal *i* del pilote, que surge debido al asentamiento elástico unitario de la base del cabezal en la misma dirección del eje indicado (fig. 2.5,a);
- fuerza orientada perpendicular al eje y que surge debido al desplazamiento elástico unitario del cabezal en la misma dirección (fig. 2.5,b);
- momento actuante en el plano que pasa por el eje del pilote y que surge debido al desplazamiento elástico unitario de la base del cabezal en el mismo plano por la normal con el eje del pilote (fig. 2.5,b);
- momento actuante en el plano, que pasa por el eje del pilote y que surge debido a la rotación elástica unitaria del cabezal en el mismo plano (fig.2.5,c,d).



Fig. 2.5 Fuerzas y momentos C_1, C_2, C_3, C_4

Los valores del coeficiente C_1 para pilotes de concreto armado, hincados en arenas arcillosas o arenas expandidas, se determinan de acuerdo a los resultados de ensayos ante cargas estáticas verticales mostradas en la fig. 2.6.



Fig. 2.6 Dependencia del coeficiente C_1 respecto a la profundidad de hincado del pilote (1 y 2 corresponden a los valores experimental y teórico)

El coeficiente C_2 para cabezales bajo y alto se determina por las fórmulas:

Cabezal bajo

$$C_2 = \frac{\alpha^3 EI}{a_y(\xi_0)} \tag{2.29}$$

Cabezal alto

$$C_2 = \frac{EI}{C_h^y} \tag{2.30}$$

Donde:

$$\alpha = 5 \sqrt{\frac{Kb}{EI}}$$
(2.31)

$$\xi_l = \alpha . l \tag{2.32}$$

$$C_{h}^{y} = a_{h}^{H} - a_{h}^{M} c_{h}^{M}$$
(2.33)

$$a_{h}^{H} = \frac{a_{y}^{H}(\xi_{0})}{\alpha^{3}} + \frac{2a_{y}^{M}(0)h}{\alpha^{2}} + \frac{a_{\varphi}^{M}(0)h^{2}}{\alpha} + \frac{h^{3}}{3}$$
(2.34)

$$a_{h}^{M} = \frac{a_{y}^{M}(0)}{\alpha^{2}} + \frac{a_{\varphi}^{M}(0)h}{\alpha} + \frac{h^{2}}{2}$$
(2.35)

$$c_h^M = \frac{\alpha . a_h^M}{a_{\varphi}^M(0) + \alpha . h}$$
(2.36)

b - ancho de la sección transversal del pilote;

EI - rigidez a flexión de la sección transversal del pilote.

Los valores de los coeficientes $a_y(\xi), a_{\varphi}(\xi), a_M(\xi), a_H(\xi)$ para pilotes con el extremo inferior libre, cuando $\xi_l \ge 2$ están dados en las figuras 2.7 - 2.9, para pilotes con el extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado, si $\xi_l \ge 1$ está dado en las figuras 2.10 - 2.12.



Fig. 2.7 Coeficientes $a_y(\xi), a_{\varphi}(\xi), a_M(\xi), a_H(\xi), a_P(\xi)$ para pilotes con extremo inferior



Fig. 2.8 Coeficientes $a_y^H(\xi), a_{\varphi}^H(\xi), a_M^H(\xi), a_H^H(\xi), a_P^H(\xi)$ para pilotes con extremo inferior



Fig. 2.9 Coeficientes $a_y^M(\xi), a_{\varphi}^M(\xi), a_M^M(\xi), a_H^M(\xi), a_P^M(\xi)$ para pilotes con extremo inferior



Fig. 2.10 Coeficientes $a_y(\xi), a_{\varphi}(\xi), a_M(\xi), a_H(\xi), a_P(\xi)$ para pilotes con extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado



Fig. 2.11 Coeficientes $a_y^H(\xi), a_{\varphi}^H(\xi), a_M^H(\xi), a_H^H(\xi), a_P^H(\xi)$ para pilotes con extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado



Fig. 2.12 Coeficientes $a_y^M(\xi), a_{\varphi}^M(\xi), a_M^M(\xi), a_H^M(\xi), a_P^M(\xi)$ para pilotes con extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado

El coeficiente C_3 para cabezales bajo y alto se determina por las fórmulas:

Cabezal bajo

Cabezal alto

$$C_{3} = \frac{a_{M}(\xi_{0})\alpha^{2}EI}{a_{y}(\xi_{0})}$$
(2.37)
$$C_{3} = \frac{c_{h}^{M}EI}{c_{h}^{y}}$$
(2.38)

El coeficiente C_4 para cabezales bajo y alto se determina por las fórmulas: Cabezal bajo

$$C_4 = \frac{a_M(\xi_0)\alpha \ EI}{a_{\varphi}(\xi_0)} \tag{2.39}$$

Cabezal alto

$$C_{4} = \frac{\alpha \ EIc_{h}^{M}}{c_{h}^{M} a_{\varphi}^{M}(0) - a_{\varphi}^{M}(0)h + \frac{a_{\varphi}^{M}(0)}{2\alpha} - \frac{\alpha \ h^{2}}{2} + \alpha \ hc_{h}^{y}}$$
(2.40)

CAPITULO 3

CALCULO DE EDIFICIOS ALTOS, CONSIDERANDO LA INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA CIMENTACION CON PILOTES

3.1 OBJETO DE INVESTIGACION

En la actualidad en el mundo no existe una concepción única de normatividad de las fuerzas sísmicas. De acuerdo a la metodología usada en la mayoría de países, la intensidad de la carga sísmica, en base a la cual se calcula una estructura, se determina en dependencia de la fuerza sísmica esperada en el lugar de la construcción y la importancia de la edificación (gravedad de las consecuencias de su destrucción o fallas estructurales).

La fuerza sísmica esperada en la región de construcción se determina por la zona sísmica en grados y se da por medio de los mapas de zonificación sísmica, así como por medio de los datos sísmicos de las principales regiones habitables. En estos documentos los datos asumidos de grados de intensidad se refieren a las regiones con condiciones intermedias de suelos, por ello, el grado de intensidad se debe de precisar por medio de los mapas de microzonificación sísmica o por medio de las exploraciones geológicas o hidrogeológicas. Tal precisión determina la sismicidad de la zona a edificar considerando los datos reales ingeniero-geológicas.

La asignación de cálculo sísmico para los diferentes tipos de edificaciones dependiendo de la zona sísmica, se realiza por medio de los puntos correspondientes de las normas de diseño sismorresistente. Conociendo que las vibraciones del suelo durante el sismo tienen una característica de tres componentes; por ello las fuerzas sísmicas pueden tener cualquier dirección en el espacio. En los cálculos será necesario efectuarlo por medio de la dirección más desfavorable. Para el armazón de una edificación el mayor peligro están dadas por la acción de las fuerzas horizontales. En la práctica es suficiente analizar las vibraciones sísmicas horizontales en los planos principales (por los ejes longitudinal y transversal) del edificio, para ello las normas nos permiten calcular las fuerzas sísmicas para estas direcciones en forma separada (independiente una de la otra). Generalmente, la influencia de la componente vertical de vibración sísmica es menos considerable y para el cálculo estructural es necesario considerarlo solo para grandes luces. Para luces mayores de 24m se requiere calcular las fuerzas sísmicas verticales.

En el presente capítulo analizaremos el esquema espacial de cálculo ante la acción sísmica a lo largo del eje OY, OX y con un ángulo de inclinación en el plano de 45[°].

De acuerdo a la zonificación mundial, el Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad, equivalente a 9 grados en la escala de Mercalli Modificada. Como en nuestro

país se cuenta con información de acelerogramas reales, fueron usados dos acelerogramas: Chimbote (31.05.1970) y Lima (03.10.1974), cuyos datos fueron proporcionados por el Instituto Geofísico del Perú.

Como objeto de investigación se eligió una edificación típica. Este es un edificio de 16 pisos de armazón estructural de dos vanos de sistema aporticado con diafragmas verticales rígidos, de dimensiones en el plano de 16m x 30m, con una altura de piso de 3,5m. Las características constructivas del edificio se muestran en las fig. 3.1 - 3.3.

En las edificaciones de sistemas aporticados con diafragmas verticales rígidos, la parte principal de fuerzas horizontales a través de los discos de entrepiso se transmiten a los elementos especiales verticales rígidos como diafragmas, muros portantes, muros del ascensor y otros; y la otra parte de las fuerzas horizontales lo percibe el armazón. El uso de este sistema disminuye y equipara los momentos flectores debido a las fuerzas horizontales en los elementos del pórtico, que garantiza la unificación de los elementos del armazón estructural.

El armazón estructural tipo aporticado con diafragmas verticales se recomienda usar en edificios altos de altura 16 pisos y más.

Los diafragmas que perciben las cargas horizontales es conveniente proyectarlos por toda la altura del edificio, distribuyéndolos en el plano en forma uniforme y simétrica; y los diafragmas transversales se deben de proyectar preferentemente por todo el ancho del edificio.

CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO:	
Módulo de elasticidad del concreto	E = 23000MPa
Peso específico del concreto	$\gamma = 2400 \text{kgf/m}^3 = 24 \text{kN/m}^3$
Coeficiente de Poisson del concreto	v = 0,20

Tab	la :	3.1
-----	------	-----

N	Suelos	Espesor del estrato, m	Y kN/m ³	φ grad.	C kPa	e	IL	V	E MPa
1	Arena arcillosa poco plástica	5	18	14°	16	0,85	0,55	0,35	10
2	Arcilla muy plástica	6	19	22°	57	0,65	0,30	0,40	21
3	Arena grande	9	20	31°	1,5	0,55	-	0,30	40

Características físico-mecánicas de los suelos

Carga viva = $150 \text{kgf/m}^2 = 1,5 \text{kN/m}^2$



Fig. 3.1 Plano del edificio



	500 5	5000 5000	5000 5000	5000 -					$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$
		3000 5000 1 </td <td>3000 3000 3000 1</td> <td>5000 5000</td> <td>3000 3000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td>	3000 3000 3000 1	5000 5000	3000 3000				
5000		5000 5000 5000 5000 5	5000 5000	500 5000	5000 5000	3000 3000 1 </td <td></td> <td></td> <td>$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$</td>			$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$
			50 0 1 </td <td>500000 50000 50000 50000 50000 50000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 5</td> <td>500 5</td> <td>3000 3000</td> <td></td> <td></td> <td></td>	500000 50000 50000 50000 50000 50000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 5000 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 500 5	500 5	3000 3000			

Fig. 3.3 Plano de cimentación

Se efectuó el metrado de cargas, calculándose el peso del piso superior a nivel de techo y los pesos de los pisos típicos a nivel de entrepiso, obteniéndose:

Peso del piso superior (piso 16) = 300T. Peso del piso típico (pisos 1-15) = 400T.

Como se indicó anteriormente, para el cálculo mediante el uso de acelerogramas, se usaron los datos de dos acelerogramas de sismos reales ocurridos en nuestro país, estos son Chimbote (31.05.1970) y Lima (03.10.1974). Cabe indicar que ambos acelerogramas se diferencian por el espectro de aceleraciones. En las fig. 3.4 y 3.5 se muestran ambos acelerogramas, construídos a partir de la información proporcionada por el Instituto Geofísico del Perú, donde se indican los valores de las aceleraciones máximas producidas.



Fig. 3.4 Acelerograma del sismo de Chimbote (31.05.1970)



Fig. 3.5 Acelerograma del sismo de Lima (03.10.1974)

3.2 CALCULO DE COEFICIENTES DE RIGIDEZ

3.2.1 MODELO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes β_z^* y β_x^* , se determinan por las fórmulas 2.9 y 2.11

$$\beta_z^* = 2\frac{2,7.10^7.5 + 4,2.10^7.6}{10000.10^3.15} = 5,16$$

$$\beta_x^* = 0,25.5,16 = 1,29$$

La masa asumida de la cimentación con pilotes, lo calculamos por las fórmulas 2.10 y 2.2

$$m_{x,red} = m_{y,red} = \frac{2,4.18.32.1,2}{9,81} + 1,29.144 \frac{2,4.0,4.0,4.15}{9,81} = 278,17 \text{ T.s}^2/\text{m}$$

$$m_{z,red} = 169,10 + 5,16.84,55 = 605,38 \text{ T.s}^2/\text{m}$$

Calculamos el coeficiente de deformación elástica del sistema "pilote – suelo" a través de la fórmula 2.13

$$\overline{\alpha} = 2. \sqrt{\frac{8000.10^3 (1,5.0,4+0,5)}{3.23000.10^6 \left(\frac{0,4.0,4^3}{12}\right)}} = 1,14m^{-1}$$

Los coeficientes A_0, B_0, C_0 se determinan por la tabla 6 del anexo

$$A_0 = 2,441$$
 ; $B_0 = 1,621$; $C_0 = 1,751$

Para los pilotes empotrados en el cabezal, el coeficiente p se determina por la fórmula 2.15

$$p = 2,441 + \frac{1}{1,751} \{1,621[-1,621]\} = 0,94$$

Ahora calculamos el coeficiente de rigidez $K_{x,red}$ por la fórmula 2.12

$$K_{x,red} = \frac{144.23000.10^6 \left(\frac{0,4.0,4^3}{12}\right) \cdot 1,14^3}{0,94} = 11136167326 \cdot \left(\frac{N}{m}\right)$$
$$K_{x,red} = K_{y,red} = 1113617 \left(\frac{T}{m}\right)$$

El coeficiente de compresión elástica uniforme del suelo en el nivel del extremo inferior del pilote se calcula por la fórmula 2.8

$$C_z^* = 2.1.10.10^6 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{0,4.0,4}} \right) = 178113883 \left(\frac{N}{m^3} \right)$$

Calculamos α , $c_{{}_{p,m}}$ y $\overline{\beta}$ por las fórmulas 2.7, 2.6 y 2.5

$$\alpha = \frac{178113883}{23000.10^6} = 0,0077m^{-1}$$

$$c_{p,m} = \frac{2,7.10^7.5 + 4,2.10^7.6 + 6.10^7.9}{15} = 61,8.10^6 \left(\frac{N}{m^3}\right)$$

$$\overline{\beta} = \sqrt{\frac{61,8.10^6.1,6}{23000.10^6.0,4^2}} = 0,1639m^{-1}$$

Calculamos $K_{z,red}^*$ por la fórmula 2.4

$$K_{z,red}^{*} = 144.23000.10^{6}.0,4^{2}.0,1639 \frac{0,1639th(0,1639.15) + 0,0077}{0,1639 + 0,0077th(0,1639.15)} = 85703954730.\left(\frac{N}{m}\right)$$

Por la fórmula 2.3 $K_{z,red} = K_{z,red}^{*} = 8570395.\left(\frac{T}{m}\right)$

Para las vibraciones horizontal-rotacionales, los momentos de inercia de la masa de la cimentación con pilotes se calculan por las fórmulas 2.17 y 2.18

$$\theta_{qx,red} = \frac{169,10.32^2}{12} + 5,16.0,587 [9.(1^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + 9^2 + 11^2 + 13^2 + 15^2).2]$$

$$\theta_{qx,red} = 51503,85 \text{ T.s}^2.\text{m}$$

$$\theta_{qx^{0,red}} = 51503,85 + 0,6^2.169,10 = 51564,73 \text{ T.s}^2.\text{m}$$

$$\theta_{qy,red} = \frac{169,10.18^2}{12} + 5,16.0,587 [16.(2^2 + 4^2 + 6^2 + 8^2).2] = 16196,75 \text{ T.s}^2.\text{m}$$

$$\theta_{qy^{0,red}} = 16196,75 + 0,6^2.169,10 = 16257,63 \text{ T.s}^2.\text{m}$$

A través de la fórmula 2.19 calculamos los coeficientes de rigidez K

$$K_{\varphi y,red}$$

$$K_{\varphi y,red} = \frac{8570395}{144} [9.(1^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + 9^2 + 11^2 + 13^2 + 15^2).2]$$

$$K_{\varphi x,red} = 728483575.(T.m)$$

$$K_{\varphi y,red} = \frac{8570395}{144} [16.(2^2 + 4^2 + 6^2 + 8^2).2] = 228543867.(T.m)$$

v

El momento de inercia de la masa de la cimentación con pilotes, para vibraciones rotatorias alrededor del eje vertical se determina por la fórmula 2.21

$$\sum_{i=1}^{N} r_{v,i}^{2} = 2(1^{2} + 3^{2} + 5^{2} + 7^{2} + 9^{2} + 11^{2} + 13^{2} + 15^{2}) + 4(5 + 17 + 37 + 65 + 13 + 25 + 45 + 73 + 29 + 41 + 61 + 89 + 53 + 65 + 85 + 113 + 85 + 97 + 117 + 145 + 125 + 137 + 157 + 185 + 173 + 185 + 205 + 233 + 229 + 241 + 261 + 289) = 16080 \text{ m}^{2}$$

$$\theta_{yz,red} = \frac{169,10.(18^2 + 32^2)}{12} + 1,29.0,587.16080 = 31171,83 \text{ T.s}^2.\text{m}$$

Por la fórmula 2.22, calculamos el coeficiente de rigidez $K_{yz,red}$

$$K_{\psi_{z,red}} = \frac{1113617}{144} (16080) = 124353898.(T.m)$$

3.2.2 MODELO V.A. ILICHEV-Yu.V. MONGOLOV-V.M. SHAEVICH

El coeficiente de deformación elástica α se calcula por la fórmula 2.30

$$\alpha = \sqrt{\frac{8000.10^3.0.4}{23000.10^6 \left(\frac{0.4.0.4^3}{12}\right)}} = 0.58m^{-1}$$

Los coeficientes $a_y(\xi_0)$, $a_{\varphi}(\xi_0)$ y $a_M(\xi_0)$ se determinan por medio de la fig. 2.7

$$a_{y}(\xi_{0}) = 0.8$$
; $a_{\varphi}(\xi_{0}) = 0.1$; $a_{M}(\xi_{0}) = 0.9$

El coeficiente C_1 se determina por la fig. 2.6

$$C_1 = 240 \cdot \left(\frac{MN}{m}\right)$$

Ahora calculamos los coeficientes C_2 , C_3 y C_4 por las fórmulas 2.29, 2.37 y 2.39

$$C_{2} = \frac{0,58^{3}.23000.10^{6} \left(\frac{0,4.0,4^{3}}{12}\right)}{0,8} = 11966869.\left(\frac{N}{m}\right)$$

$$C_{3} = \frac{0,9.0,58^{2}.23000.10^{6} \left(\frac{0,4.0,4^{3}}{12}\right)}{0,8} = 18569280.(N)$$

$$C_{4} = \frac{0,9.0,58.23000.10^{6} \left(\frac{0,4.0,4^{3}}{12}\right)}{0,1} = 256128000.(N.m)$$
Ahora calculamos $\sum_{i=1}^{n} x_{i}^{2}$ y $\sum_{i=1}^{n} y_{i}^{2}$

$$\sum_{i=1}^{n} x_{i}^{2} = (1^{2} + 3^{2} + 5^{2} + 7^{2} + 9^{2} + 11^{2} + 13^{2} + 15^{2}).9.2 = 12240m^{2}$$

$$\sum_{i=1}^{n} y_{i}^{2} = (2^{2} + 4^{2} + 6^{2} + 8^{2}).16.2 = 3840m^{2}$$

Calculamos los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$ por medio de las fórmulas 2.26 - 2.28

$$\begin{split} K_x &= 144.11966869 - \frac{144^2.18569280^2}{240.10^6.12240 + 144.256128000} = 1720825306 \left(\frac{N}{m}\right) \\ K_x &= 172083 \left(\frac{T}{m}\right) \\ K_y &= 144.11966869 - \frac{144^2.18569280^2}{240.10^6.3840 + 144.256128000} = 1715769271 \left(\frac{N}{m}\right) \\ K_y &= 171577 \left(\frac{T}{m}\right) \\ K_z &= 144.240.10^6 = 3,456.10^{10} \left(\frac{N}{m}\right) = 3456000 \left(\frac{T}{m}\right) \\ K_{qx} &= 240.10^6.12240 + 144.256128000 - 144 \frac{18569280^2}{11966869} = 2970333158284.(N.m) \end{split}$$

$$K_{ax} = 297033316.(T.m)$$

$$K_{\varphi_y} = 240.10^6.3840 + 144.256128000 - 144 \frac{18569280^2}{11966869} = 954333158284.(N.m)$$

$$K_{\varphi y} = 95433316.(T.m)$$

En la tabla 3.2 se muestran los coeficientes de rigidez para los dos modelos dinámicos.

Tabla 3.2

Modelo dinámico	K _x (T/m)	K _y (T/m)	K _z (T/m)	κ _{φx} (T.m)	κ _{φy} (T.m)	κ _{ψz} (T.m)
Norma Rusa	1113617	1113617	8570395	728483575	228543867	124353898
llichev	172083	171577	3456000	297033316	95433316	-

3.3 METODOLOGIA DE MODELACION DEL EDIFICIO POR EL SAP2000

Para modelar los diafragmas rígidos, es conveniente reemplazar por barras de rigidez equivalente, usando los brazos absolutamente rígidos. Tal criterio nos puede dar resultados más exactos, que el modelo de elementos finitos.

En la fig. 3.6 se muestra la aplicación de esta modelación para parte del diafragma D1. Los brazos absolutamente rígidos se expresan como ER (elemento rígido) y las columnas extremas como CD. Para que los elementos ER sean infinitamente rígidos, se da a E (módulo de elasticidad) un valor muy alto.



Fig. 3.6 Diafragma D1

Los ejes locales de los elementos se escogen arbitrariamente. En este caso optamos por colocar el eje 3 perpendicular a la dirección más larga de los diafragmas.



Fig. 3.7 Ejes locales del diafragma D1

$$\begin{split} &A = 0,25.16,5 + 0,125.0,5.6 = 4,5m^2 \text{ (área de toda la sección)} \\ &J = 0,324.16,5.0,25^3 + 0,281.0,5.0,125^3.6 = 0,0851m^4 \text{ (constante torsional)} \\ &I_3 = \frac{0,25.16,5^3}{12} + \frac{0,125.0,5^3}{12} \text{ (6)} + 0,125.0,5.8^2.4 = 109,5938m^4 \text{ (momento de inercia alrededor del eje 3)} \\ &S_2 = 16,5.0,25 = 4,125m^2 \text{ (área de corte paralela al eje local 2)} \end{split}$$

Ya que estos diafragmas están "confinados" por columnas de 50x50 en sus extremos, se ingresan estas columnas tomando en cuenta solo su inercia I_3 respecto al eje paralelo al eje largo del diafragma, toda vez que la inercia I_2 respecto al eje de la columna paralelo al eje 3 del diafragma, ya se ha tomado en cuenta en el cálculo de la inercia I_3 del diafragma.

Para el cálculo de las propiedades de las columnas de "confinamiento", algunos autores señalan que debe considerarse un ancho contribuyente del diafragma adyacente, que equivale a una longitud de 4 veces el espesor del diafragma, lo que sería 100 cm.

Es decir, que anulamos la inercia I_2 de la columna y solo empleamos su inercia I_3 (que incluye parte del diafragma).

Calculamos las propiedades de la columna extrema (fig. 3.8).



Fig. 3.8 Ejes locales para las columnas extremas

 $A = 0.5.05 + 1.025 = 0.50m^2$ (área de la sección)

$$I_3 = \frac{0.5 \cdot 0.5^3}{12} + \frac{1 \cdot 0.25^3}{12} = 0.0065m^4$$
 (momento de inercia respecto al eje 3)

 $S_2 = 0,5.0,5 = 0,25m^2$ (área de corte paralela al eje local 2)

Por coincidir la columna central con el eje del diafragma D1, calculamos las propiedades restantes:



Fig. 3.9 Ejes locales de la columna central

 $I_{2} = \frac{0.5 \cdot 0.5^{3}}{12} + \frac{1 \cdot 0.25^{3}}{12} (2) = 0.0078m^{4} \text{ (momento de inercia respecto al eje local 2)}$ $S_{3} = 0.5 \cdot 0.5 = 0.25m^{2} \text{ (área de corte paralelo al eje local 3)}$

En la fig. 3.10 se muestra parte del diafragma D2. Los brazos rígidos se los denota como ER, las columnas extremas como CD, las vigas del 1ro al 15vo piso como V115 y el resto de columnas como C.



Fig. 3.10 Diafragma D2

Análogamente al diafragma D1, calculamos las propiedades geométricas del diafragma D2 (fig. 3.11).



Fig. 3.11 Ejes locales del diafragma D2 y columnas extremas CD

 $A = 0,25.6,5 + 0,125.0,5.4 = 1,875m^{2} \text{ (área de toda la sección)}$ $J = 0,314.6,5.0,25^{3} + 0,281.0,5.0,125^{3}.4 = 0,033m^{4} \text{ (constante torsional)}$ $I_{3} = \frac{0,25.6,5^{3}}{12} + \frac{0,125.0,5^{3}}{12} (4) + 0,125.0,5.3^{2}.4 = 7,9766m^{4} \text{ (momento de inercia respecto al eje 3)}$ $S_2 = 6,5.0,25 = 1,625m^2$ (área de corte paralela al eje local 2)

Para las columnas extremas CD ya fueron calculadas sus características geométricas para el diafragma D1 e ingresamos dichos resultados.

En el nivel -1,90m (eje del cabezal) se colocaron elementos SHELL (elementos finitos de 4 nudos) para modelar el cabezal de 1,20m de espesor. Para que el cabezal sea completamente rígido, se asumió un módulo de elasticidad E muy grande.

Al nudo ubicado en el centroide en planta del cabezal se asignaron las propiedades de los resortes traslacionales y rotacionales, a través del elemento SPRING y de acuerdo al modelo dinámico de interacción suelo-estructura (tabla 3.2). Para el modelo V.A. Ilichev – Yu.V. Mongolov – V.M. Shaevich se restringió la rotación alrededor del eje vertical, debido a la inexistencia del coeficiente de rigidez K_{yz} .

Para considerar la amortiguación se usaron elementos DAMPER con amortiguadores en el centroide del cabezal con amortiguaciones relativas ξ_z , ξ_x , ξ_{φ} y ξ_w .

Se modelaron elementos rígidos para conectar el eje de los diafragmas verticales D1 y D2 con los extremos de las vigas adyacentes a dichos diafragmas.

Se incluyó en el análisis los denominados END OFFSET (brazos rígidos) en los extremos de las vigas para tomar en cuenta la gran rigidez existente entre el eje de las columnas y las caras de las columnas. Se consideró una longitud de 0,25m y un factor de rigidez de 1. Análogamente se aplicó a las columnas del primer piso en la unión con el cabezal, asignándole una longitud de 0,6m (mitad del espesor del cabezal), tal como se muestra en la fig. 3.12.



Fig. 3.12 Elementos END OFFSET en vigas y columnas

En cada nivel se modeló un diafragma rígido en el plano horizontal haciendo uso de la opción DIAPHRAGM CONSTRAINT, para tomar en cuenta el hecho que el movimiento de los nudos de un piso es dependiente del movimiento del centro de masas de dicho piso (fig. 3.13).



Fig. 3.13 Esquema de modelación de la losa aligerada por "Diaphragm Constraint"

Los centros de masas se ubicarán en el centroide del área en planta de cada nivel, sin embargo la Norma de Diseño Sismorresistente E030-2003, señala que para tomar en cuenta que podría presentarse una excentricidad accidental, el centro de masas de cada nivel debe desplazarse una distancia del 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis. Es por ello que corremos el centro de masas las siguientes distancias:

 $e_x = 0.05.165 = 0.825m$ (excentricidad accidental en el eje OX)

 $e_v = 0.05.30, 5 = 1.525m$ (excentricidad accidental en el eje OY)

Respecto a las masas inerciales, se calculan las masas traslacionales y rotacionales (fig. 3.14):

Piso superior (piso 16)

$$M_{t} = \frac{300}{9,81} = 30,58 \text{ T.s}^{2}/\text{m}$$

 $M_{r} = \frac{30,58(16,5^{2} + 30,5^{2})}{12} = 3064,37 \text{ T.m.s}^{2}$
Piso típico (pisos 1-15)
 $M_{t} = \frac{400}{9,81} = 40,77 \text{ T.s}^{2}/\text{m}$
 $M_{r} = \frac{40,77(16,5^{2} + 30,5^{2})}{12} = 4085,97 \text{ T.m.s}^{2}$



Fig. 3.14 Masas traslacionales y rotacionales

De acuerdo a los datos de entrada y la modelación del edificio, en las fig. 3.15 y 3.16 se muestran los modelos espaciales de cálculo para el edificio sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad de la misma.



Fig. 3.15 Modelo espacial de cálculo sin considerar la flexibilidad de la base de fundación





Fig. 3.16 Modelo espacial de cálculo considerando la flexibilidad de la base de fundación Se llevó a cabo un análisis espectral en base a las indicaciones de la Norma E030-2003. Los factores que se incluyeron en el análisis fueron:

Z = 0,4 Zona sísmica 3 (zona de mayor intensidad en el Perú)

- U = 1,0 Categoría de la edificación: Común (edificio de viviendas u oficinas)
- S = 1,2 Correspondiente al estrato donde se apoya el cabezal: Suelo intermedio (perfil Tipo S2)

 $T_p = 0.6s$ Período correspondiente al perfil de suelo S2

$$C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T}\right)$$
, siendo $C \le 2,5$ Factor de amplificación sísmica

R = 6 Coeficiente de reducción de fuerzas. Sistema de muros estructurales, porque los muros estructurales toman más del 80% del cortante en la base.



Fig. 3.17 Factor de amplificación sísmica

En la fig. 3.17, la línea en rojo corresponde al factor de amplificación sísmica según la Norma de Diseño Sismorresistente E030-2003 (que emplearemos) y la línea en azul corresponde al factor de amplificación sísmica según la Norma de Diseño Sismorresistente E030-1997 (antigua versión).

El factor de escala que requiere el programa SAP2000 se calcula como:

$$\frac{ZUSg}{R} = \frac{0.4.1, 0.1, 2.9, 81}{6} = 0,785$$

El programa SAP2000 permite un análisis sísmico dinámico por **combinación modal espectral** empleando la fórmula denominada **COMPLETE QUADRATIC COMBINATION (CQC)** la cual incluye el amortiguamiento de la estructura. Se consideró un amortiguamiento del 5% del crítico.

Spectrum	Case Name	OGRADOS
Excitati	on angle	0
Modal Con	nbination	
⊙ CQC	O SRSS (🔿 ABS 🔿 GMI
	Damp	ping 0,05
F1		F2
Directiona SRSS C ABS	I Combination Scale Factor	
Input Resp	oonse Spectra	,
Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	C -	0,785
113	-	1

Fig. 3.18 Análisis espectral

El programa SAP2000 dispone de 3 ejes coordenados mutuamente perpendiculares entre si, denominados 1, 2 y 3; siendo este último paralelo al eje OZ positivo. La orientación de los ejes 1 y 2 se da por medio de un ángulo α positivo según la regla de la mano derecha.

De lo anterior se desprende que el sismo se orientará en la dirección U2 (dirección más larga del edificio) para $\alpha = 0^{0}, 45^{0}, 90^{0}$, analizando de esta manera en un solo archivo 3 casos de carga sísmica, denominados respectivamente: 0GRADOS, 45GRADOS y 90GRADOS.

Para el análisis común se consideró al cabezal empotrado en el terreno.

Para los análisis que incluyen la rigidez del suelo (modelos dinámicos) se consideraron libres todos los nudos de la base, excepto el nudo ubicado en el centroide del cabezal, al cual se le asignaron las rigideces de los resortes traslacionales y rotacionales (tabla 3.2).

También se analizó el edificio bajo la acción de dos acelerogramas reales: Chimbote (31.05.1970) y Lima (03.10.1974), ejecutando el análisis TIME HISTORY (tiempo - historia), ingresando los valores del tiempo y sus aceleraciones en un intervalo de tiempo de 0,02s.

Define Time History Functions					
Functions CHIMBOTE RAMP	Click to: Add Function from File Add new Function Modify/Show Function Delete Function				
	Lancel				

Fun	ction Name	CHIMBOTE						
Define F	unction							
Tin	ie Valu	ie						
0.02 0.04 0.06 0.08 0.1 0.12 0.14 0.16	▲ 0.142 0.127 0.021 -0.082 -0.042 -0.106 0.006 0.005	Add Modify Delete						
	OK Cancel							

Fig. 3.19 Análisis tiempo-historia para el acelerograma de Chimbote

Por medio de TIME HISTORY CASE DATA ingresamos el número de valores tiempo-aceleración, el intervalo de tiempo, la orientación del sismo y el tipo de análisis (fig. 3.20).

History Case Name HCHIMO							
Options AnalysisType	Modal Dampi	ing	Modify/Show				
Linear 💌	Number of O	utput Time Steps	1000				
Output Time Step Size 0.02							
Envelopes Start from Previous History							
Load Assignments	ction Scale F	actor Arrival 1	fime Angle				
acc dir 2 CHIME	OTE 1	0	0				

Fig. 3.20

A través de DYNAMIC ANALYSIS PARAMETERS elegimos el número de modos o formas de vibración, tipo de análisis modal EIGENVECTOR (vector propio), tal como se muestra en la fig. 3.21.

Una forma o modo de vibración es una configuración que adquiere una estructura que se mueve en **vibración libre** y no forzada.

Es decir que no interesa para que sismo se analice (horizontal, inclinado o vertical), siempre los modos de vibración serán iguales para un mismo edificio con rigidez, geometría y apoyos constantes. Un modo o forma de vibración solo depende de la rigidez de la estructura y su masa.

La ecuación de ortogonalidad de los modos se calcula por la expresión:

$$\left| K - \boldsymbol{\varpi}^2 M \right| \boldsymbol{\Theta} = 0$$

Donde:

K - matriz de rigidez de la estructura

 $\overline{\mathcal{O}}^{2}$ - cuadrado de la matriz diagonal de las frecuencias angulares

M - matriz diagonal de masas

Θ - matriz modal

vnamic Analysis Parameters	
Number of Modes	10
Type of Analysis • Eigenvectors	Ritz Vectors
EigenValue Parameters Frequency Shift (Center)	0.
Cutoff Frequency (Radius) Relative tolerance	U. 1.000E-05
Starting Ritz Vectors List of Loads Add -> <- Remove	Ritz Load Vectors
ОК	Cancel

Fig. 3.21 Análisis modal por vectores propios

3.4 RESULTADOS DE LA INVESTIGACION NUMERICA

En las tablas 3.3 - 3.5 se dan los resultados del análisis espectral, calculándose los períodos de las 10 primeras formas de vibración y sus frecuencias angulares, así como los desplazamientos laterales máximos de los centros de masas en los ejes OX y OY. También se dan los resultados de las fuerzas axiales máximas, fuerzas cortantes máximas, momentos flectores máximos y momentos torsores máximos de todo el edificio, tanto para los diafragmas, como para las columnas, bajo la acción sísmica $\alpha = 0^0, 45^0, 90^0$ con el eje OY.

Estos cálculos se realizaron para el edificio sin considerar la flexibilidad de la base de fundación (análisis común) y considerando la flexibilidad por los modelos dinámicos de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y V.A. Ilichev - Yu.V. Mongolov - V.M. Shaevich.

En las tablas 3.6 y 3.7 se dan los resultados obtenidos para los mismos parámetros bajo la acción de los acelerogramas de Chimbote y Lima. Los análisis se ejecutaron para el modelo común, modelo llichev y modelo de la Norma Rusa sin disipación de energía y considerando la disipación de energía.

Para considerar la disipación de energía por el modelo de la Norma Rusa, se usó el elemento DAMPER (amortiguador) con una amortiguación relativa, calculado por las fórmulas 2.23 – 2.25:

$$\xi_z = 0,5$$

 $\xi_x = 0,6.0,5 = 0,30$
 $\xi_{\varphi} = 0,5.0,5 = 0,25$
 $\xi_{\psi} = 0,3.0,5 = 0,15$

En las tablas 3.3 – 3.7 entre paréntesis se indican los elementos donde surgen los valores máximos de desplazamientos laterales, fuerzas normales y cortantes, momentos flectores y torsores.

En la fig. 3.22 se muestra la distribución de los elementos de todo el edificio, del 1er al 16vo piso.

Según la Norma E030-2003, los desplazamientos elásticos (calculados por el programa SAP2000 con las solicitaciones reducidas) deben multiplicarse por el factor 0,75R = 0,75.6 = 4,5 para obtener los desplazamientos laterales. En las tablas 3.3 - 3.7 se dan solo los desplazamientos elásticos.

También se indica que cuando un elemento estructural resiste una fuerza de 30% o más del total de la fuerza horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125% de dicha fuerza. En nuestro caso los diafragmas D1 y D2, pero se dan sin el 25% adicional.





----- columnas ----- vigas ----- centros de masa del piso

Tabla	3.3
-------	-----

			NOF		JANA E03	0-2003 (<i>c</i>	$\alpha = 0^{\circ}$)				
N	Modele dinámice				Período	de vibraci	ión por la	forma (s)			
N Wodelo umanico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Común	1,791	0,753	0,485	0,471	0,216	0,163	0,131	0,106	0,092	0,074
2	llichev	1,866	1,081	0,561	0,506	0,321	0,283	0,193	0,166	0,143	0,126
3	Norma Rusa	1,824	0,937	0,574	0,476	0,221	0,198	0,172	0,136	0,103	0,102

N	Modolo dinámico		Frecuencia angular por la forma (rad/s)											
IN		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
1	Común	3,51	8,35	12,96	13,33	29,06	38,67	47,93	59,22	68,07	84,45			
2	llichev	3,37	5,81	11,21	12,42	19,58	22,19	32,56	37,94	43,94	49,87			
3	Norma Rusa	3,45	6,71	10,95	13,21	28,46	31,72	36,64	46,17	60,82	61,36			

		Desplazamie (m	ento máximo m)		DIAI	FRAGMA	
N	Modelo dinámico	X _{máx}	Y _{máx}	N _{máx} (T)	V _{máx} (T)	M _{máx} (T.m)	M _{t,máx} (T.m)
1	Común	0,13 (P.16)	77,56 (P.16)	170,04 (97,177)	343,31 (721)	3110,01 (721)	0,12 (varios)
2	llichev	0,19 (P.16)	83,05 (P.16)	177,25 (97,177)	393,73 (721)	3299,68 (721)	0,14 (varios)
3	Norma Rusa	0,18 (P.16)	79,36 (P.16)	174,66 (97,177)	358,55 (721)	3178,37 (721)	0,13 (varios)

	Madala du fosta a		COLUMNA									
N		N _{máx} (T)	V _{máx} (T)	M _{máx} (T.m)	M _{t,máx} (T.m)							
1	Común	378,07 (129,145)	4,04 (208,288)	7,22 (208,288)	0,01 (varios)							
2	llichev	390,94 (129,145)	4,34 (208,288)	7,77 (208,288)	0,01 (varios)							
3	Norma Rusa	380,88 (129,145)	4,06 (208,288)	7,25 (208,288)	0,01 (varios)							

Tabla 3.4

	NORMA PERUANA E030-2003 ($lpha=45^{\circ}$)											
N	Modolo dinámico		Período de vibración						n por la forma (s)			
	wodelo dinamico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Común	1,791	0,753	0,485	0,471	0,216	0,163	0,131	0,106	0,092	0,074	
2	llichev	1,866	1,081	0,561	0,506	0,321	0,283	0,193	0,166	0,143	0,126	
3	Norma Rusa	1,824	0,937	0,574	0,476	0,221	0,198	0,172	0,136	0,103	0,102	

N	Modelo dinámico		Frecuencia angular por la forma (rad/s)										
IN		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1	Común	3,51	8,35	12,96	13,33	29,06	38,67	47,93	59,22	68,07	84,45		
2	llichev	3,37	5,81	11,21	12,42	19,58	22,19	32,56	37,94	43,94	49,87		
3	Norma Rusa	3,45	6,71	10,95	13,21	28,46	31,72	36,64	46,17	60,82	61,36		

		Desplazamie (m	ento máximo m)	DIAFRAGMA						
N	Modelo dinámico	X _{máx}	Y _{máx}	N _{máx} (T)	V _{máx} (T)	M _{máx} (T.m)	M _{t,máx} (T.m)			
1	Común	23,70 (P.16)	54,91 (P.16)	126,01 (97,177)	301,14 (177)	7370,92 (177)	0,56 (109,189)			
2	llichev	35,72 (P.16)	58,83 (P.16)	120,55 (97,177)	254,28 (177)	5288,51 (177)	0,40 (varios)			
3	Norma Rusa	29,88 (P.16)	56,22 (P.16)	123,74 (97,177)	273,98 (177)	5748,65 (177)	0,53 (varios)			

	Madala du Émitas		COLUMNA									
Ν	Modelo dinamico	N _{máx} (T)	V _{máx} (T)	M _{máx} (T.m)	M _{t,máx} (T.m)							
1	Común	274,86 (129,145)	3,05 (208,288)	5,44 (208,288)	0,06 (varios)							
2	llichev	257,04 (129,145)	2,88 (208,288)	5,13 (208,288)	0,04 (varios)							
3	Norma Rusa	269,92 (129,145)	2,97 (208,288)	5,30 (208,288)	0,06 (varios)							

Tabla 3.5

	NORMA PERUANA E030-2003 ($\alpha = 90^{\circ}$)											
N	Modolo dinámico				Período	de vibraci	ión por la	forma (s)				
IN	wodelo dinamico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Común	1,791	0,753	0,485	0,471	0,216	0,163	0,131	0,106	0,092	0,074	
2	llichev	1,866	1,081	0,561	0,506	0,321	0,283	0,193	0,166	0,143	0,126	
3	Norma Rusa	1,824	0,937	0,574	0,476	0,221	0,198	0,172	0,136	0,103	0,102	

N	Modolo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)										
IN		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Común	3,51	8,35	12,96	13,33	29,06	38,67	47,93	59,22	68,07	84,45	
2	llichev	3,37	5,81	11,21	12,42	19,58	22,19	32,56	37,94	43,94	49,87	
3	Norma Rusa	3,45	6,71	10,95	13,21	28,46	31,72	36,64	46,17	60,82	61,36	

		Desplaz máxim	amiento o (mm)	DIAFRAGMA						
N	Modelo dinámico	O X _{máx}		N _{máx} (T)	V _{máx} (T)	M _{máx} (T.m)	M _{t,máx} (T.m)			
1	Común	33,60 (P.16)	0,11 (P.16)	0,84 (97,177)	426,46 (177)	10443,55 (177)	0,76 (varios)			
2	llichev	50,62 (P.16)	0,21 (P.16)	0,78 (97,177)	359,46 (177)	7484,36 (177)	0,53 (varios)			
3	Norma Rusa	42,34 (P.16)	0,20 (P.16)	0,79 (97,177)	388,78 (177)	8141,42 (177)	0,74 (varios)			

		COLUMNA								
N	Modelo dinamico	N _{máx} (T)	V _{máx} (T)	M _{máx} (T.m)	M _{t,máx} (T.m)					
_1	Común	306,84 (273)	2,91 (160)	5,14 (160)	0,08 (varios)					
2	llichev	272,74 (273)	2,44 (160)	4,31 (160)	0,06 (varios)					
3	Norma Rusa	296,23 (273)	2,62 (160)	4,63 (160)	0,08 (varios)					

Tabla 3.6

	ACELEROGRAMA DE CHIMBOTE (31.05.1970)											
N	Modolo dinámico	Período de vibración por la forma (s)										
	wodelo dinamico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Común	1,791	0,753	0,485	0,471	0,216	0,163	0,131	0,106	0,092	0,074	
2	llichev	1,866	1,081	0,561	0,506	0,321	0,283	0,193	0,166	0,143	0,126	
3	Norma Rusa (sin disipación)	1,824	0,937	0,574	0,476	0,221	0,198	0,172	0,136	0,103	0,102	
4	Norma Rusa (con disipación)	1,824	0,937	0,574	0,476	0,221	0,198	0,172	0,136	0,103	0,102	

Ν	Modelo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Común	3,51	8,35	12,96	13,33	29,06	38,67	47,93	59,22	68,07	84,45	
2	llichev	3,37	5,81	11,21	12,42	19,58	22,19	32,56	37,94	43,94	49,87	
3	Norma Rusa (sin disipación)	3,45	6,71	10,95	13,21	28,46	31,72	36,64	46,17	60,82	61,36	
4	Norma Rusa (con disipación)	3,45	6,71	10,95	13,21	28,46	31,72	36,64	46,17	60,82	61,36	

		Desplaz máxim	amiento o (mm)	DIAFRAGMA					
Ν	Modelo dinámico	X _{máx}	Y _{máx}	N _{máx} (T)	V _{máx} (T)	M _{máx} (T.m)	M _{t,máx} (T.m)		
1	Común	0,06 (P.16)	17,47 (P 16)	40,81	183,50	1298,00	0,05		
2	llichev	0,06 (P.16)	19,82 (P.16)	46,60 (97)	214,80 (721)	1439,00 (721)	0,06 (108,188)		
3	Norma Rusa (sin disipación)	0,06 (P.16)	18,47 (P.16)	41,78 (97)	199,30 (721)	1334,00 (721)	0,06 (108,188)		
4	Norma Rusa (con disipación)	0,06 (P.16)	18,16 (P.16)	41,12 (97)	192,90 (721)	1321,00 (721)	0,06 (108,188)		

	Madala du fosta a	COLUMNA								
N		N _{máx} (T)	V _{máx} (T)	M _{máx} (T.m)	M _{t,máx} (T.m)					
1	Común	114,20 (129)	1,58 (208,288)	2,69 (208,288)	0,005 (varios)					
2	llichev	125,90 (129)	1,94 (208,288)	3,30 (208,288)	0,006 (varios)					
3	Norma Rusa (sin disipación)	118,60 (129)	1,70 (208,288)	2,91 (208,288)	0,006 (varios)					
4	Norma Rusa (con disipación)	117,70 (129)	1,66 (208,288)	2,83 (208,288)	0,006 (varios)					

Tabla 3.7

	ACELEROGRAMA DE LIMA (03.10.1974)											
N	Modelo	Período de vibración por la forma (s)										
	dinámico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Común	1,791	0,753	0,485	0,471	0,216	0,163	0,131	0,106	0,092	0,074	
2	llichev	1,866	1,081	0,561	0,506	0,321	0,283	0,193	0,166	0,143	0,126	
3	Norma Rusa (sin disipación)	1,824	0,937	0,574	0,476	0,221	0,198	0,172	0,136	0,103	0,102	
4	Norma Rusa (con disipación)	1,824	0,937	0,574	0,476	0,221	0,198	0,172	0,136	0,103	0,102	

N	Modelo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Común	3,51	8,35	12,96	13,33	29,06	38,67	47,93	59,22	68,07	84,45	
2	llichev	3,37	5,81	11,21	12,42	19,58	22,19	32,56	37,94	43,94	49,87	
3	Norma Rusa (sin disipación)	3,45	6,71	10,95	13,21	28,46	31,72	36,64	46,17	60,82	61,36	
4	Norma Rusa (con disipación)	3,45	6,71	10,95	13,21	28,46	31,72	36,64	46,17	60,82	61,36	

		Desplaz máxim	amiento o (mm)	DIAFRAGMA					
Ν	Modelo dinámico	X _{máx}	Y _{máx}	N _{máx} (T)	V _{máx} (T)	M _{máx} (T.m)	M _{t,máx} (T.m)		
1	Común	0,20	70,45	150,90	534,00	3638,00	0,15		
	Contain	(P.16)	(P.16)	(97)	(721)	(721)	(108,188)		
2	llichev	0,22	80,50	171,20	591,60	4056,00	0,18		
2		(P.16)	(P.16)	(97)	(721)	(721)	(108,188)		
3	Norma Rusa	0,22	75,22	166,30	551,20	3719,00	0,18		
3	(sin disipación)	(P.16)	(P.16)	(97)	(721)	(721)	(108,188)		
4	Norma Rusa	0,22	73,09	161,20	547,30	3690,00	0,18		
4	(con disipación)	(P.16)	(P.16)	(97)	(721)	(721)	(108,188)		
	Madala din fusia a		COLUMNA						
---	--------------------------------	-------------------------	-------------------------	---------------------------	-----------------------------	--	--	--	--
Ν	Modelo dinamico	N _{máx} (T)	V _{máx} (T)	M _{máx} (T.m)	M _{t,máx} (T.m)				
1	Común	345,20 (129)	5,50 (208,288)	9,38 (208,288)	0,015 (varios)				
2	llichev	446,10 (129)	6,52 (208,288)	10,52 (208,288)	0,018 (varios)				
3	Norma Rusa (sin disipación)	392,00 (129)	6,07 (208,288)	10,35 (208,288)	0,018 (varios)				
4	Norma Rusa (con disipación)	377,90 (129)	6,03 (208,288)	10,28 (208,288)	0,018 (varios)				

Como se esperaba, los desplazamientos máximos de los centros de masa en los ejes OX y OY, tanto sin considerar la flexibilidad de la base de fundación, como considerando la flexibilidad de la misma, suceden en el piso 16 (P.16).

Las fuerzas axiales máximas sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad, suceden en el primer piso en los diafragmas 97 y 177 y en las columnas 129, 145 y 273.

Las fuerzas cortantes máximas sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad de la misma, surgen en los diafragmas 721 y 177 en el primer piso y en las columnas 208, 288 y 160 en el 16vo piso.

Los momentos flectores máximos sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad, también suceden en los diafragmas 721 y 177 en el primer piso y en las columnas 208, 288 y 160 en el 16vo piso.

Los momentos torsores máximos sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad de la misma, surgen en diferentes elementos. Para los diafragmas, surgen del 10mo al 16vo piso y para las columnas del 7mo al 16vo piso.

CAPITULO 4

ANALISIS COMPARATIVO Y DISCUSION DE RESULTADOS

4.1 ANALISIS COMPARATIVO

En las tablas 4.1 – 4.5 se dan las siguientes comparaciones de los modelos dinámicos:

- Modelo Ilichev / Modelo común, se designó como 2/1
- Modelo Norma Rusa / Modelo común, se designó como 3/1
- Modelo Norma Rusa / Modelo Ilichev, se designó como 3/2
- Modelo Norma Rusa (con disipación de energía) / Modelo Norma Rusa (sin disipación de energía), se designó como 4/3

Los números 1, 2, 3 y 4 corresponden a los modelos dinámicos, mostrados en las tablas 3.3 – 3.7.

En las tablas 4.1 – 4.5 el signo (+) implica un aumento en porcentaje y el signo (-) significa una disminución, también en porcentaje.

NORMA PERUANA E030-2003 ($oldsymbol{lpha}=0^{0}$)									
Relación de	1er período	1ra frecuencia	X _{máx}	Y _{máx}		DIAFRAGMA			
modelos dinámicos	(%)	(%)	(%)	(%)	N _{máx}	V _{máx}	M _{máx}	M _{t,máx}	
					(70)	(70)	(70)	(70)	
2/1	+4,1	-4,1	+46,2	+7,1	+4,2	+14,7	+6,1	+16,7	
3/1	+1,8	-1,8	+38,5	+2,3	+2,7	+4,4	+2,2	+8,3	
3/2	-2,3	+2,3	-5,3	-4,4	-1,5	-8,9	-3,7	-7,1	

Tabla 4.1

Relación de modelos		COLU	JMNA			
dinámicos	N _{máx} (%)	V _{máx} (%)	M _{máx} (%)	M _{t,máx} (%)		
2/1	+3,4	+7,4	+7,6	0		
3/1	+0,7	+0,5	+0,4	0		
3/2	-2,6	-6,5	-6,7	0		

Та	bla	a 4	.2

	NORMA PERUANA E030-2003 ($\alpha = 45^{\circ}$)								
Relación de	1er	1ra frecuencia			DIAFRAGMA				
modelos	período (%)	(%)	X _{máx}	Y _{máx}	N _{máx}	V _{máx}	M _{máx}	M _{t,máx}	
unanicos	(70)		(70)	(70)	(%)	(%)	(%)	(%)	
2/1	+4,1	-4,1	+50,7	+7,1	-4,3	-15,6	-28,3	-28,6	
3/1	+1,8	-1,8	+26,1	+2,4	-1,8	-9,0	-22,0	-5,4	
3/2	-2,3	+2,3	-16,3	-4,4	+2,6	+7,7	+8,7	+32,5	

Relación de		COLL	JMNA					
modelos dinámicos	N _{máx} (%)	V _{máx} (%)	M _{máx} (%)	M _{t,máx} (%)				
2/1	-6,5	-5,6	-5,7	-33,3				
3/1	-1,8	-2,6	-2,6	0				
3/2	+5,0	+3,1	+3,3	+50,0				

Tabla 4.3

NORMA PERUANA E030-2003 ($\alpha = 90^{\circ}$)									
Relación de	1er	1ra frecuencia	×	v		DIAFRAGMA			
modelos dinámicos	periodo (%)	(%)	X _{máx} (%)	Y _{máx} (%)	N _{máx} (%)	V _{máx} (%)	M _{máx} (%)	M _{t,máx} (%)	
2/1	+4,1	-4,1	+50,7	+90,9	-7,1	-15,7	-28,3	-30,3	
3/1	+1,8	-1,8	+26,0	+81,8	-6,0	-8,8	-22,0	-2,6	
3/2	-2,3	+2,3	-16,4	-4,8	+1,3	+8,2	+8,8	+39,6	

Relación de		COLUMNA					
modelos dinámicos	N _{máx} (%)	V _{máx} (%)	M _{máx} (%)	M _{t,máx} (%)			
2/1	-11,1	-16,2	-16,1	-25,0			
3/1	-3,5	-10,0	-9,9	0			
3/2	+8,6	+7,4	+7,4	+33,3			

	Tal	bla	4.4
--	-----	-----	-----

	ACELEROGRAMA DE CHIMBOTE (31.05.1970)								
Relación de	1er	1ra frecuencia	Xmáx	Ymáx	DIAFRAGMA				
modelos	período	(%)	(%)	(%)	N _{máx} V _{máx}		M _{máx}	M _{t,máx}	
dinámicos	(%)	(70)	(70)	(70)	(%)	(%)	(%)	(%)	
2/1	+4,1	-4,1	0	+13,5	+14,2	+17,1	+10,9	+20,0	
3/1	+1,8	-1,8	0	+5,7	+2,4	+8,6	+2,8	+20,0	
3/2	-2,3	+2,3	0	-6,8	-10,3	-7,2	-7,3	0	
4/3	0	0	0	-1,7	-1,6	-3,2	-1,0	0	

Relación de		COLL	COLUMNA						
modelos dinámicos	N _{máx} (%)	V _{máx} (%)	M _{máx} (%)	M _{t,máx} (%)					
2/1	+10,2	+22,8	+22,7	+20,0					
3/1	+3,9	+7,6	+8,2	+20,0					
3/2	-5,8	-12,4	-11,8	0					
4/3	-0,8	-2,4	-2,7	0					

Tabla 4.5

ACELEROGRAMA DE LIMA (03.10.1974)									
Relación de	1er	1ra frecuencia	Xmáx	Ymáx		DIAFRAGMA			
modelos	período	(%)	(%)	(%)	N _{máx}	V _{máx}	M _{máx}	M _{t,máx}	
dinámicos	(%)		. ,		(%)	(%)	(%)	(%)	
2/1	+4,1	-4,1	+10,0	+14,3	+13,5	+10,8	+11,5	+20,0	
3/1	+1,8	-1,8	+10,0	+6,8	+10,2	+3,2	+2,2	+20,0	
3/2	-2,3	+2,3	0	-6,6	-2,9	-6,8	-8,3	0	
4/3	0	0	0	-2,8	-3,1	-0,7	-0,8	0	

Relación de	COLUMNA					
modelos dinámicos	N _{máx} (%)	V _{máx} (%)	M _{máx} (%)	M _{t,máx} (%)		
2/1	+29,2	+18,5	+12,2	+20,0		
3/1	+13,6	+10,4	+10,3	+20,0		
3/2	-12,1	-6,9	-1,6	0		
4/3	-3,6	-0,7	-0,7	0		

4.1.1 COMPARACION MODELO ILICHEV / MODELO COMUN

- Se incrementó el primer período de vibración en un 4,1%
- Disminuyó la frecuencia del primer período en 4,1%
- Se incrementaron los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX en 46,2% cuando α =0°; 50,7% cuando α =45° y α =90° (Norma Peruana E030-2003) y en 10,0% por el acelerograma de Lima.
- Se incrementaron los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OY en 7,1% cuando α =0° y α =45°; 90,9% cuando α =90° (Norma Peruana E030-2003), 13,5% por el acelerograma de Chimbote y 14,3% por el acelerograma de Lima.
- Se incrementaron las fuerzas axiales máximas en los diafragmas en 4,2% cuando $\alpha = 0^{\circ}$; 14,2% por el acelerograma de Chimbote; 13,5% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 4,3% cuando $\alpha = 45^{\circ}$ y 7,1% cuando $\alpha = 90^{\circ}$.
- Se incrementaron las fuerzas axiales máximas en las columnas en 3,4% cuando α=0°; 10,2% por el acelerograma de Chimbote; 29,2% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 6,5% cuando α=45° y 11,1% cuando α=90°.
- Se incrementaron las fuerzas cortantes máximas en los diafragmas en 14,7% cuando α =0⁰; 17,1% por el acelerograma de Chimbote; 10,8% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 15,6% cuando α =45⁰ y 15,7% cuando α =90⁰.
- Se incrementaron las fuerzas cortantes máximas en las columnas en 7,4% cuando α =0°; 22,8% por el acelerograma de Chimbote; 18,5% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 5,6% cuando α =45° y 16,2% cuando α =90°.
- Se incrementaron los momentos flectores máximos en los diafragmas en 6,1% cuando α =0°; 10,9% por el acelerograma de Chimbote; 11,5% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 28,3% cuando α =45° y α =90°.
- Se incrementaron los momentos flectores máximos en las columnas en 7,6% cuando α =0°; 22,7% por el acelerograma de Chimbote; 12,2% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 5,7% cuando α =45° y 16,1% cuando α =90°.
- Se incrementaron los momentos torsores máximos en los diafragmas en 16,7% cuando α =0°; 20,0% por los acelerogramas de Chimbote y Lima; y disminuyó en 28,6% cuando α =45° y 30,3% cuando α =90°.

- Se incrementaron los momentos torsores máximos en las columnas en 20,0% por los acelerogramas de Chimbote y Lima; y disminuyó en 33,3% cuando α =45⁰ y 25,0% cuando α =90⁰.

4.1.2 COMPARACION MODELO NORMA RUSA / MODELO COMUN

- Se incrementó el primer período de vibración en 1,8%
- Disminuyó la frecuencia del primer período en 1,8%
- Se incrementaron los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX en 38,5% cuando α =0°; 26,1% cuando α =45°; 26,0% cuando α =90° (Norma Peruana E030-2003) y en 10,0% por el acelerograma de Lima.
- Se incrementaron los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OY en 2,3% cuando α =0°; 2,4% cuando α =45°; 81,8% cuando α =90° (Norma Peruana E030-2003), 5,7% por el acelerograma de Chimbote y 6,8% por el acelerograma de Lima.
- Se incrementaron las fuerzas axiales máximas en los diafragmas en 2,7% cuando α =0°; 2,4% por el acelerograma de Chimbote; 10,2% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 1,8% cuando α =45° y 6,0% cuando α =90°.
- Se incrementaron las fuerzas axiales máximas en las columnas en 0,7% cuando α=0°; 3,9% por el acelerograma de Chimbote; 13,6% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 1,8% cuando α=45° y 3,5% cuando α=90°.
- Se incrementaron las fuerzas cortantes máximas en los diafragmas en 4,4% cuando α =0⁰; 8,6% por el acelerograma de Chimbote; 3,2% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 9,0% cuando α =45⁰ y 8,8% cuando α =90⁰.
- Se incrementaron las fuerzas cortantes máximas en las columnas en 0,5% cuando α =0⁰; 7,6% por el acelerograma de Chimbote; 10,4% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 2,6% cuando α =45⁰ y 10,0% cuando α =90⁰.
- Se incrementaron los momentos flectores máximos en los diafragmas en 2,2% cuando α =0°; 2,8% por el acelerograma de Chimbote; 2,2% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 22,0% cuando α =45° y α =90°.
- Se incrementaron los momentos flectores máximos en las columnas en 0,4% cuando α =0°; 8,2% por el acelerograma de Chimbote; 10,3% por el acelerograma de Lima y disminuyó en 2,6% cuando α =45° y 9,9% cuando α =90°.

- Se incrementaron los momentos torsores máximos en los diafragmas en 8,3% cuando α =0°; 20,0% por los acelerogramas de Chimbote y Lima; y disminuyó en 5,4% cuando α =45° y 2,6% cuando α =90°.
- Se incrementaron los momentos torsores máximos en las columnas en 20,0% por los acelerogramas de Chimbote y Lima.

4.1.3 COMPARACION MODELO NORMA RUSA / MODELO ILICHEV

- Disminuyó el primer período de vibración en 2,3%
- Se incrementó la frecuencia del primer período en 2,3%
- Disminuyeron los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX en 5,3% cuando α =0°; 16,3% cuando α =45° y 16,4% cuando α =90° (Norma Peruana E030-2003).
- Disminuyeron los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OY en 4,4% cuando α=0° y α=45°; 4,8% cuando α=90° (Norma Peruana E030-2003); 6,8% por el acelerograma de Chimbote y 6,6% por el acelerograma de Lima.
- Disminuyeron las fuerzas axiales máximas en los diafragmas en 1,5% cuando α =0°; 10,3% por el acelerograma de Chimbote; 2,9% por el acelerograma de Lima y aumentó en 2,6% cuando α =45° y 1,3% cuando α =90°.
- Disminuyeron las fuerzas axiales máximas en las columnas en 2,6% cuando α =0°; 5,8% por el acelerograma de Chimbote; 12,1% por el acelerograma de Lima y aumentó en 5,0% cuando α =45° y 8,6% cuando α =90°.
- Disminuyeron las fuerzas cortantes máximas en los diafragmas en 8,9% cuando α =0°; 7,2% por el acelerograma de Chimbote; 6,8% por el acelerograma de Lima y aumentó en 7,7% cuando α =45° y 8,2% cuando α =90°.
- Disminuyeron las fuerzas cortantes máximas en las columnas en 6,5% cuando α =0°; 12,4% por el acelerograma de Chimbote; 6,9% por el acelerograma de Lima y aumentó en 3,1% cuando α =45° y 7,4% cuando α =90°.
- Disminuyeron los momentos flectores máximos en los diafragmas en 3,7% cuando α =0°; 7,3% por el acelerograma de Chimbote; 8,3% por el acelerograma de Lima y aumentó en 8,7% cuando α =45° y 8,8% cuando α =90°.
- Disminuyeron los momentos flectores máximos en las columnas en 6,7% cuando α =0°; 11,8% por el acelerograma de Chimbote; 1,6% por el acelerograma de Lima y aumentó en 3,3% cuando α =45° y 7,4% cuando α =90°.
- Disminuyeron los momentos torsores máximos en los diafragmas en 7,1% cuando α =0° y aumentó en 32,5% cuando α =45° y 39,6% cuando α =90°.
- Se incrementaron los momentos torsores máximos en las columnas en 50,0% cuando α =45⁰ y 33,3% cuando α =90⁰.

4.1.4 COMPARACION MODELO NORMA RUSA (con disipación de energía) / MODELO NORMA RUSA (sin disipación de energía)

- No varía el primer período de vibración.
- No varía la frecuencia del primer período.
- No varían los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX.
- Disminuyeron los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OY en 1,7% por el acelerograma de Chimbote y 2,8% por el acelerograma de Lima.
- Disminuyeron las fuerzas axiales máximas en los diafragmas en 1,6% por el acelerograma de Chimbote y 3,1% por el acelerograma de Lima.
- Disminuyeron las fuerzas axiales máximas en las columnas en 0,8% por el acelerograma de Chimbote y 3,6% por el acelerograma de Lima.
- Disminuyeron las fuerzas cortantes máximas en los diafragmas en 3,2% por el acelerograma de Chimbote y 0,7% por el acelerograma de Lima.
- Disminuyeron las fuerzas cortantes máximas en las columnas en 2,4% por el acelerograma de Chimbote y 0,7% por el acelerograma de Lima.
- Disminuyeron los momentos flectores máximos en los diafragmas en 1,0% por el acelerograma de Chimbote y 0,8% por el acelerograma de Lima.
- Disminuyeron los momentos flectores máximos en las columnas en 2,7% por el acelerograma de Chimbote y 0,7% por el acelerograma de Lima.
- No variaron los momentos torsores, tanto en diafragmas, como en columnas por los acelerogramas de Chimbote y Lima.

En las fig. 4.1 – 4.2 se muestra la distribución de energía: energía inicial del sismo de Chimbote (Input energy), energía cinética (Kinetic energy), energía potencial (Potential energy), energía modal de amortiguamiento de la edificación (MDamp energy) y energía de disipación del amortiguador colocado en el centroide del cabezal (NDamp energy). Esto se muestra para el edificio sin amortiguador en el centroide del cabezal (fig. 4.1) y con amortiguador en el centroide del cabezal (fig. 4.2).

En ambos gráficos se observa, que la mayor energía es asumida por la amortiguación de la estructura. La energía de disipación del amortiguador colocado en el centroide del cabezal, tiene un valor pequeño en comparación con la asumida por la amortiguación de la estructura, pero es más importante que las energías potencial y cinética, ya que estas últimas mayormente absorben energía del 2do al 12vo segundo y la otra durante todo el sismo.



Fig. 4.1 Distribución de energía en la edificación, sin considerar el amortiguador en el centroide del cabezal



Fig. 4.2 Distribución de energía en la edificación, considerando el amortiguador en el centroide del cabezal

En la fig. 4.3 se muestra el gráfico cortante V_y (Shear Y) - desplazamiento u_y (Displacement Y) del amortiguador ubicado en el centroide del cabezal, por el sismo de Chimbote.



Fig. 4.3 Gráfico V_y - u_y del trabajo del amortiguador

En la tabla 4.6 se muestran los resultados numéricos de los desplazamientos máximos (u_y), velocidades (v_y) y aceleraciones (a_y) del centroide del cabezal, en el eje OY, para los acelerogramas de Chimbote y Lima.

CENTROIDE DEL CABEZAL								
	ACELEROGRAMA DE CHIMBOTE			ACELEROGRAMA DE LIMA				
Modelo dinámico	u _y (mm)	v _y (m/s)	a _y (m/s²)	u _y (mm)	v _y (m/s)	a _y (m/s²)		
Norma Rusa (sin disipación)	0,51	0,023	1,382	0,96	0,033	1,850		
Norma Rusa (con disipación)	0,48	0,021	1,231	0,87	0,031	1,695		

Tabla 4.6

Como se observa, la disipación de energía en el centroide del cabezal disminuye los desplazamientos en el eje OY en 5,9% por el acelerograma de Chimbote y 9,4% por el acelerograma de Lima. También disminuye las velocidades en esa dirección en 8,7% por el acelerograma de Chimbote y 6,0% por el acelerograma de Lima y disminuye las aceleraciones en el eje OY en 10,9% por el acelerograma de Chimbote y 8,4% por el acelerograma de Lima.

4.2 FORMAS DE VIBRACION

En las figuras 4.4 – 4.13 se muestran la 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9na y 10ma formas de vibraciones libres con sus respectivos períodos para el modelo dinámico Norma Rusa, considerando la interacción suelo-estructura.

En estos gráficos, el modelo de cálculo antes de la deformación está en negro y después de la deformación en azul.

Analizamos cada una de las formas de vibración, indicando las principales vibraciones libres observadas.

La primera forma de vibración corresponde a la vibración horizontal en el eje OY y vibración rotacional alrededor del eje OX. En la fig. 4.4 se muestra el esquema espacial, esquema en el plano XY en el 16vo piso y esquema en el plano YZ.

La segunda forma de vibración corresponde a la vibración horizontal en el eje OX y vibración rotacional alrededor del eje OY. En la fig. 4.5 se muestran el esquema espacial, esquema en el plano XY en el 16vo piso y esquema en el plano XZ.

La tercera forma de vibración corresponde a la vibración rotacional alrededor del eje OZ. En la fig. 4.6 se muestra el esquema espacial y esquema en el plano XY en el 16vo piso.

La cuarta forma de vibración corresponde a la vibración horizontal en el eje OY, vibración rotacional alrededor de OX y flexión en el plano YZ. En la fig. 4.7 se muestran el esquema espacial, esquema en el plano XY en el 16vo piso y esquema en el plano YZ.

La quinta forma de vibración corresponde a la vibración horizontal en el eje OY, vibración rotacional alrededor del eje OX y flexión en el plano YZ. En la fig. 4.8 se muestran el esquema espacial, esquema en el plano XY en el 16vo piso y esquema en el plano YZ.

La sexta forma de vibración corresponde a la vibración horizontal en el eje OX, vibraciones rotacionales alrededor de los ejes OY y OZ, y flexión en el plano XZ. En la fig. 4.9 se muestran el esquema espacial, esquema en el plano XY en el 16vo piso y esquema en el plano XZ.

La sétima forma de vibración corresponde a la vibración horizontal en el eje OX, vibraciones rotacionales alrededor de los ejes OY y OZ, y flexión en el plano XZ. En la fig. 4.10 se muestran el esquema espacial, esquema en el plano XY en el 16vo piso y esquema en el plano XZ.

La octava forma de vibración corresponde a la vibración horizontal en el eje OY, vibración rotacional en el eje OX y flexión en el plano YZ. En la fig. 4.11 se muestran el esquema espacial, esquema en el plano XY en el 16vo piso y esquema en el plano YZ.

La novena forma de vibración corresponde a la vibración horizontal en el eje OX, vibración rotacional alrededor del eje OY y flexión en el plano XZ. En la fig. 4.12 se

muestran el esquema espacial, esquema en el plano XY en el 16vo piso y esquema en el plano XZ.

La décima forma de vibración corresponde a la vibración horizontal en el eje OY, vibración rotacional alrededor del eje OX y flexión en el plano YZ. Se muestra también el efecto de flexión en vigas. En la fig. 4.13 se muestran el esquema espacial, esquema en el plano XY en el 16vo piso y esquema en el plano YZ.



Fig. 4.4 Primera forma de vibración



Fig 4.5 Segunda forma de vibración



Fig. 4.6 Tercera forma de vibración



Fig. 4.7 Cuarta forma de vibración



Fig. 4.8 Quinta forma de vibración



Fig. 4.9 Sexta forma de vibración



Fig. 4.10 Sétima forma de vibración



Fig. 4.11 Octava forma de vibración



Fig. 4.12 Novena forma de vibración



Fig. 4.13 Décima forma de vibración

En la fig. 4.14 se muestran los números de los nudos extremos de la losa del 16vo piso y en la tabla 4.7 se dan los valores de los desplazamientos verticales de dichos nudos, correspondientes a las 10 primeras formas de vibración libre por el modelo dinámico Norma Rusa.



Fig. 4.14 Números de los nudos extremos de la losa del 16vo piso

	DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA LOSA DEL 16vo PISO (mm)									
Nudo	Formas de vibración									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
102	-1,22	12,01	11,00	-1,67	-0,37	41,66	-10,82	-0,54	29,01	-0,11
306	-0,95	-12,04	-11,22	0,36	-4,34	-41,49	10,73	1,63	-29,02	0,14
17	1,21	9,43	-16,39	1,73	0,84	3,83	48,64	1,23	19,41	-0,69
221	0,96	-9,41	16,61	-0,30	3,14	-4,00	-48,55	-2,32	-19,39	0,94

Tabla 4.7

De acuerdo a estos resultados, llegamos a la conclusión, que el efecto de alabeo surge en la tercera, cuarta, sétima y octava formas de vibración libre y se pueden apreciar claramente en las figuras 4.6, 4.7, 4.10 y 4.11.

4.3 DISCUSION DE RESULTADOS

Como se esperaba, la flexibilidad de la base de fundación, incrementa los períodos de las formas de vibración. El incremento más notorio se da para la primera forma de vibración por el modelo llichev.

En la fig. 4.15 se muestra el gráfico de los períodos de vibración libre sin la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad por los modelos dinámicos llichev y Norma Rusa.



Fig. 4.15 Períodos de las 10 primeras formas de vibración libre

La flexibilidad de la base de fundación, disminuye las frecuencias de las formas de vibración libre, tal como se muestra en la fig. 4.16. La disminución más notoria se da en el modelo llichev.



Fig. 4.16 Frecuencias de las 10 primeras formas de vibración

En las figuras 4.17 y 4.18 se muestran los desplazamientos máximos de los centros de masas en los ejes OX y OY, calculados por la Norma Peruana E030-2003 para los diversos modelos dinámicos y bajo diferentes ángulos de inclinación del sismo. Cabe indicar que el mayor desplazamiento ocurre en el 16vo piso.



Fig. 4.17 Desplazamiento máximo del centro de masas en el 16vo piso en el eje OX



Fig. 4.18 Desplazamiento máximo del centro de masas en el 16vo piso en el eje OY

Como era de esperarse, la flexibilidad de la base de fundación incrementa los máximos desplazamientos de los centros de masas en los ejes OX y OY, siendo más notorio en el modelo llichev.

De acuerdo a los resultados obtenidos, sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando dicho efecto $X_{máx}$ <Y_{máx} cuando $\alpha = 0^{0},45^{0}$ y $X_{máx}$ >Y_{máx} cuando $\alpha = 90^{0}$.

En la fig. 4.19 se muestran los resultados de $Y_{máx}$, calculados por el SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003, cuando $\alpha = 0^{\circ}$ y bajo la acción de dos acelerogramas reales. Se puede notar de ambos sismos, que el de Lima (03.10.1974) permite obtener mayores valores de desplazamientos, tanto para el modelo común, como para los modelos llichev y Norma Rusa.



Fig. 4.19 Desplazamiento máximo del centro de masas en el 16vo piso en el eje OY

En la fig. 4.20 se muestran los resultados de las fuerzas axiales máximas en columnas, analizados por la Norma Peruana E030-2003 para los diversos modelos dinámicos y bajo diferentes ángulos de inclinación del sismo ($\alpha = 0^{\circ}, 45^{\circ}, 90^{\circ}$).



Fig. 4.20 Fuerza axial máxima por la Norma Peruana E030-2003

La flexibilidad de la base de fundación incrementa las fuerzas axiales máximas, cuando $\alpha = 0^{\circ}$, siendo más notorio por el modelo Ilichev. Cuando $\alpha = 45^{\circ},90^{\circ}$ la flexibilidad de la base de fundación disminuye las fuerzas axiales máximas en las columnas y es más notorio por el modelo dinámico Ilichev.

Las fuerzas axiales máximas tanto sin considerar la flexibilidad de la base de fundación, como considerando dicho efecto, surgen en las columnas centrales 129 y 145 en el primer piso, cuando $\alpha = 0^{0},45^{0}$ y en la columna extrema 273, cuando $\alpha = 90^{0}$.

En la fig. 4.21 se muestran los resultados de N_{máx}, calculados por el SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003, cuando $\alpha = 0^{0}$ y bajo la acción de dos acelerogramas reales. Se puede notar de ambos sismos, que el de Lima (03.10.1974) permite obtener mayores valores de las fuerzas axiales o normales, tanto para el modelo común, como para los modelos Ilichev y Norma Rusa.



Fig. 4.21 Fuerza axial o normal máxima en columnas

En la fig. 4.22 se muestran los resultados obtenidos de la fuerza cortante máxima en los diafragmas, calculados por la Norma Peruana E030-2003, sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando dicho efecto por los modelos dinámicos llichev y Norma Rusa.



Fig. 4.22 Fuerza cortante máxima por la Norma Peruana E030-2003

La flexibilidad de la base de fundación, incrementa las fuerzas cortantes máximas en los diafragmas, cuando $\alpha = 0^{\circ}$. El incremento más notorio se observa en el modelo llichev. Cuando $\alpha = 45^{\circ},90^{\circ}$ la flexibilidad de la base de fundación, disminuye las fuerzas cortantes máximas y es también más notorio por el modelo dinámico llichev.

Las fuerzas cortantes máximas, sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando dicho efecto, surgen en el primer piso en el diafragma longitudinal 721, cuando $\alpha = 0^{\circ}$ y en el diafragma transversal 177, cuando $\alpha = 45^{\circ},90^{\circ}$.

En la fig. 4.23 se muestran los resultados de V_{máx}, calculados por el SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003, cuando $\alpha = 0^{\circ}$ y bajo la acción de dos acelerogramas reales. Se puede notar de ambos sismos, que el de Lima (03.10.1974) permite obtener mayores valores de las fuerzas cortantes, tanto para el modelo común, como para los modelos llichev y Norma Rusa.



Fig. 4.23 Fuerza cortante máxima en diafragmas

En la fig. 4.24 se muestran los resultados obtenidos de los momentos flectores máximos en diafragmas, calculados por la Norma Peruana E030-2003, sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando dicho efecto por los modelos dinámicos llichev y Norma Rusa.



Fig. 4.24 Momento flector máximo por la Norma Peruana E030-2003

La flexibilidad de la base de fundación, incrementa los momentos flectores máximos en los diafragmas, cuando $\alpha = 0^{\circ}$, siendo más notorio en el modelo Ilichev. Cuando $\alpha = 45^{\circ},90^{\circ}$ la flexibilidad de la base de fundación, disminuye los momentos flectores máximos y también es más notorio en el modelo Ilichev. Los momentos flectores máximos, sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando dicho efecto por los modelos dinámicos llichev y Norma Rusa, surgen en el primer piso en el diafragma longitudinal 721, cuando $\alpha = 0^{0}$ y en el diafragma transversal 177, cuando $\alpha = 45^{0},90^{0}$.

En la fig. 4.25 se muestran los resultados de $M_{máx}$, calculados por el SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003, cuando $\alpha = 0^{\circ}$ y bajo la acción de dos acelerogramas reales. Se puede notar de ambos sismos, que el de Lima (03.10.1974) permite obtener mayores valores de los momentos flectores, tanto para el modelo común, como para los modelos llichev y Norma Rusa.



Fig. 4.25 Momento flector máximo en diafragmas

En la fig. 4.26 se muestran los resultados de los momentos torsores máximos en los diafragmas, analizados por la Norma Peruana E030-2003 para los diversos modelos dinámicos y bajo diferentes ángulos de inclinación del sismo ($\alpha = 0^{0}, 45^{0}, 90^{0}$).



Fig. 4.26 Momento torsor máximo por la Norma Peruana E030-2003

La flexibilidad de la base de fundación, incrementa los momentos torsores máximos en los diafragmas, cuando $\alpha = 0^{\circ}$, siendo más notorio en el modelo Ilichev. Cuando $\alpha = 45^{\circ},90^{\circ}$ la flexibilidad de la base de fundación, disminuye los momentos torsores máximos y también es más notoria en el modelo Ilichev.

Los momentos torsores máximos, sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando dicho efecto por los modelos dinámicos llichev y Norma Rusa, surgen en los diferentes diafragmas transversales desde el 10mo piso hasta el 16vo piso.

En la fig. 4.27 se muestran los resultados de $M_{t,máx}$, calculados por el SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003, cuando $\alpha = 0^{\circ}$ y bajo la acción de dos acelerogramas reales. Se puede notar de ambos sismos, que el de Lima (03.10.1974) permite obtener mayores valores de los momentos torsores, tanto para el modelo común, como para los modelos llichev y Norma Rusa.



Fig. 4.27 Momento torsor máximo en diafragmas

Se comprueba, que el efecto de la flexibilidad de la base de fundación, influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo en edificios altos con cimentación con pilotes.

Analizando los resultados obtenidos, llegamos a las siguientes conclusiones:

- 1. La flexibilidad de la base de fundación, calculado por la Norma Peruana E030-2003, cuando $\alpha = 0^{0}$, permite el incremento de los períodos de la primera forma de vibración por los diversos modelos dinámicos desde el 1,8% hasta el 4,1%; disminuyen las frecuencias correspondientes a dicha forma de vibración entre 1,8% y 4,1%; incrementan los desplazamientos máximos de los centros de masas en el eje OX desde el 38,5% hasta el 46,2% y en el eje OY entre 2,3% y 7,1%. También se incrementan las fuerzas axiales máximas en un intervalo del 0,7% al 3,4%; se incrementan las fuerzas cortantes máximos entre 2,2% y 6,1% e incrementan los momentos torsores máximos desde el 8,3% hasta el 16,7%.
- 2. El cálculo bajo la acción de acelerogramas, muestra que la flexibilidad de la base de fundación permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 10,0% y en el eje OY desde el 5,7% hasta el 14,3%. También se incrementan las fuerzas axiales máximas desde 3,9% hasta 29,2%; se incrementan las fuerzas cortantes máximas en el intervalo de 3,2% a 17,1%; se

incrementan los momentos flectores máximos desde 2,2% hasta 11,5% e incrementan los momentos torsores máximos hasta el 20,0%.

- 3. El cálculo por la Norma Peruana E030-2003, cuando $\alpha = 45^{\circ},90^{\circ}$, muestra que la flexibilidad de la base de fundación permite el incremento de los desplazamientos del centro de masas en el eje OX del 26,0% al 50,7% y en el eje OY desde 2,4% hasta 90,9%. También disminuyen las fuerzas axiales máximas del 1,8% al 11,1%; disminuyen las fuerzas cortantes máximas en el intervalo desde el 8,8% hasta el 15,7%; disminuyen los momentos flectores máximos del 22,0% al 28,3% y disminuyen los momentos torsores máximos desde 2,6% a 30,3%.
- 4. La disipación de energía del amortiguador en el centroide del cabezal de la cimentación con pilotes, usando el modelo dinámico Norma Rusa, permite la disminución de los desplazamientos máximos del centro de masas del 16vo piso en el eje OY hasta el 2,8%, disminuyen las fuerzas axiales máximas hasta 3,6%; disminuyen las fuerzas cortantes máximas hasta el 3,2% y disminuyen los momentos flectores máximos hasta el 1,0%. También permite la disminución de la velocidad en el centroide del cabezal hasta 8,7% y disminución de la aceleración hasta el 10,9%.
- 5. La comparación de los resultados obtenidos por los diferentes modelos dinámicos nos permite indicar que el mayor efecto de flexibilidad de la base de fundación se da en el modelo llichev y el menor efecto en el modelo dinámico Norma Rusa considerando la disipación de energía. Los resultados obtenidos por el modelo dinámico Norma Rusa sin disipación de energía se encuentra entre los dos modelos anteriores.

CONCLUSIONES

- 1. Como resultado de los diferentes modelos dinámicos de interacción suelo-pilotesuperestructura, se eligieron dos modelos, que consideran la flexibilidad y propiedades inerciales del suelo de fundación (Ilichev y Norma Rusa), que poseen una amplia aplicación y adaptación a los programas informáticos por elementos finitos para el cálculo sísmico de edificios altos. Los cálculos numéricos se efectuaron a través del programa SAP2000 para los dos modelos dinámicos anteriormente indicados.
- 2. El cálculo sísmico con ayuda de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, nos muestra que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo. La flexibilidad de la base de fundación por la Norma Peruana E030-2003, cuando $\alpha = 0^0$, permite el incremento del período de la primera forma de vibración hasta 4,1%; disminución de la frecuencia correspondiente a la primera forma de vibración hasta 4,1%; incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 46,2% y en el eje OY hasta 7,1%; incremento de las fuerzas cortantes máximas hasta 14,7%; incremento de los momentos flectores máximos hasta 6,1% e incremento de los momentos torsores máximos hasta 16,7%.

La flexibilidad de la base de fundación bajo los acelerogramas de Chimbote (31.05.1970) y Lima (03.10.1974), permiten el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 10,0% y en el eje OY hasta 14,3%; incremento de las fuerzas axiales máximas hasta 29,2%; incremento de las fuerzas cortantes máximas hasta 17,1%; incremento de los momentos flectores máximos hasta 11,5% e incremento de los momentos torsores máximos hasta 20,0%.

- 3. Por la Norma Peruana E030-2003, la flexibilidad de la base de fundación, cuando $\alpha = 45^{\circ},90^{\circ}$ permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 50,7% y en el eje OY hasta 90,9%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 11,1%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 15,7%; disminución de los momentos flectores máximos hasta 28,3% y disminución de los momentos torsores máximos hasta 30,3%.
- 4. La disipación de energía del amortiguador en el centroide del cabezal de la cimentación con pilotes absorbe el 7,5% de la energía inicial del sismo y en relación al modelo dinámico Norma Rusa sin disipación de energía, permite la disminución del desplazamiento máximo del centro de masas hasta el 2,8%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta el 3,6%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 3,2% y disminución de los momentos flectores máximos hasta el 1,0%.

- 5. La comparación de los resultados de cálculo obtenidos, nos permite indicar que el mayor efecto de flexibilidad de la base de fundación se da en el modelo dinámico llichev y el menor efecto en el modelo dinámico Norma Rusa considerando la disipación de energía. Los resultados del modelo dinámico Norma Rusa sin disipación de energía se encuentran entre los dos modelos dinámicos anteriores.
- Analizando los acelerogramas usados, podemos indicar que el acelerograma con mayor aceleración, es decir el de Lima (03.10.1974), permite obtener mayores valores de desplazamientos, fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores y momentos torsores, que los obtenidos por el acelerograma de Chimbote (31.05.1970).
- 7. En base al programa SAP2000 se elaboró una forma de modelación del edificio alto con cimentación con pilotes, considerando la flexibilidad de la base de fundación, para el cálculo sísmico por la Norma Peruana E030-2003 y bajo la acción de acelerogramas reales.
- Analizando las formas de vibración espacial del edificio, llegamos a la conclusión que surge el efecto de alabeo en la losa del 16vo piso en la tercera, cuarta, sétima y octava formas de vibración libre.

BIBLIOGRAFIA

- Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов.
 М.: Стройиздат, 1976.
- 2. **Алейников С.М.** Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно неоднородных оснований. М.: АСВ, 2000. 768с.
- Александрович В.Ф., Федоровский В.Г. Круглый штамп на упругопластическом упрочняющем грунтовом основании. Межвуз.сб.: Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Новочеркасск, 1979, с. 35-43.
- 4. Алексин П.А., Грайзер В.М., Плетнев К.Г. и др. Колебания грунта при сильных Газлийских землетрясениях. / В сб.: Сейсмостойкое строительство, 1976, вып. 11, с. 8-12.
- 5. Амбарцумян В.А. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. М.: Стройиздат, 1981. с. 140-149.
- 6. **Амосов А.А., Синицын С.Б.** Основы теории сейсмостойкости сооружений. М.: АСВ, 2001. 96с.
- 7. Андронов А.А., Витт А.А., Хайкин С.Э. Теория колебаний. М.: Наука, 1982.
- Аникьев А.В., Ильичев В.А. Нестационарные горизонтально-вращательные колебания фундамента. / Сб.: Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Книга 1. Ташкент: Фан, 1977, с. 147-151.
- 9. Аникьев А.В., Ильичев В.А. Нестационарные вращательные колебания твердого тела на упругом основании. / Строительная механика и расчет сооружений, 1980, №2, с. 47-52.
- Аюнц В.А. Свободные пространственные колебания сооружений, моделируемых многомассовыми системами. Исследования по строительным конструкциям. / Сб. научных трудов. М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1984, с. 4-10.
- 11. Баркан Д.Д. Динамика оснований и фундаментов. М.: Стройвоенмориздат, 1948. 412с.
- 12. Баркан Д.Д., Трофименков Ю.Г., Голубцова М.Н. О зависимости между упругими и прочностными характеристиками грунтов. / Основания, фундаменты и механика грунтов, 1974, №1, с. 29-31.
- 13. Бидерман В.Л. Прикладная теория механических колебаний. М.: Высшая школа, 1972.
- 14. Бируля Д.Н. Исследование взаимодействия сооружений с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях. Диссертация на соискание ученой степени доктора философии. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. М., 1973.
- 15. **Бобаков Л.Н.** Дополнительные характеристики взаимодействия и работы сооружений в различных грунтовых условиях. / Тр. ЦНИИ строительных конструкций, 1975, вып. 45, с. 90-93.
- 16. Болотин В.В. Динамическая устойчивость упругих систем. М.: Гостехиздат, 1956.
- 17. **Болотин В.В.** Статистические методы в строительной механике. М.: Стройиздат, 1965. 279с.

- Вильярреаль Кастро Хеннер. Расчет высоких зданий при сейсмическом воздействии с учетом податливости основания. Диссертация на соискание ученой степени доктора философии. МГСУ. М., 2004. – 144с.
- Вильярреаль Кастро Хеннер. Учет податливости свайного основания при расчете высоких зданий на сейсмические воздействия. Деп. в ВИНИТИ № 1986 – В2004. М., 2004. – 7с.
- 20. Вильярреаль Кастро Хеннер. Расчет высоких зданий на сейсмические воздействия с учетом податливости свайного основания. Деп. в ВИНИТИ № 1987 – В2004. М., 2004. – 7с.
- 21. Власов В.З., Леонтьев Н.Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании. М.: Физматиз, 1960. 491с.
- 22. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 310с.
- 23. Ганиев Р.Ф. Резонансные явления при нелинейных колебаниях твердых тел. / Прикладная механика, т. VIII, в. 12, 1972, с. 38-45.
- 24. Ганиев Р.Ф., Каноненко В.О. Колебания твердых тел. М.: Наука, 1976.
- 25. Гантмахер Ф.Р. Лекции по аналитической механике. М.: Наука, 1966.
- 26. **Гольденблат И.И.** Современные проблемы колебаний и устойчивости инженерных сооружений. М.: Стройиздат, 1947.
- 27. Гольденблат И.И., Карцивадзе Г.Н., Напетваридзе Ш.Г., Николаенко Н.А. Проектирование сейсмостойких гидротехнических, транспортных и специальных сооружений. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений. Т. IV, М.: Стройиздат, 1971.
- 28. Гольденблат И.И., Николаенко Н.А., Поляков С.В., Ульянов С.В. Модели сейсмостойкости сооружений. М.: Наука, 1979.
- 29. **Гольденблат И.И., Поляков С.В.** Проблема «инженерного риска» в сейсмостойком строительстве. / Строительная механика и расчет сооружений, 1975, №6, с. 41-44.
- Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. – М.: Стройиздат, 1984. – 679с.
- Гроссман А.Б. Поступательно-вращательные колебания протяженной системы. / В сб.: Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. Тр. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. М.: Госстройиздат, 1967, с. 112-129.
- 32. Гусев Ю.М. Остаточные деформации грунтов в строительстве. Киев-Донецк: Вища школа, 1980.
- Далматов Б.И. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений. М.: ACB, 2001. – 440с.
- 34. Дарбинян С.С., Мазманян А.Г. Расчет сооружения, заглубленного в упругопластический слой грунта при сейсмических воздействиях. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Материал V Всесоюзной конференции. Ташкент, 8-10 декабря 1981г., с. 212-221.
- 35. **Егупов В.К., Командрина Т.А.** Расчет зданий на сейсмические воздействия. Киев: Будівельник, 1969. 207с.

- 36. Егупов В.К., Егупов К.В., Лукаш Э.П. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость. Киев: Будівельник, 1982. 143с.
- 37. Завриев К.С., Назаров А.Г., Айзенберг Я.М. и др. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений. Т. II. – М.: Стройиздат, 1970.
- 38. **Ильичев В.А.** К построению импульсной переходной функции системы штампполупространство. Изв. АН СССР «Механика твердого тела», 1973, №1, с. 107-119.
- 39. Ильичев В.А. Определение динамических напряжений под фундаментами сооружений при прохождении упругих волн в грунте. Тр. к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Стройиздат, 1973, с. 121-138.
- 40. **Ильичев В.А.** Особенности взаимодействия с грунтом большеразмерных фундаментов при сейсмических воздействиях. В кн.: Сейсмостойкое строительство. Вып. 2. М., 1975, с. 89-102.
- 41. **Ильичев В.А.** О динамическом расчете фундаментов. / Сб. трудов НИИОСП, 1976, вып. 6, с. 89-109.
- 42. **Ильичев В.А.** К оценке коэффициента демпфирования основания фундаментов, совершающих вертикальные колебания. / Основания, фундаменты и механика грунтов, 1981, №4, с. 22-26.
- Ильичев В.А., Аникьев А.В. Нестационарные горизонтальные колебания фундамента с учетом волнового взаимодействия с грунтовым основанием. – М.: Основания, фундаменты и механика грунтов, 1980, №4, с. 20-24.
- 44. Ильичев В.А., Аникьев А.В. Система с полутора степенями свободы как динамическая модель неоднородного основания. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Тезисы VI Всесоюзной конференции Нарва 1-3. Октября 1985г.
- 45. **Ильичев В.А., Монголов Ю.В., Шаевич В.М.** Свайные фундаменты в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1983. 144с.
- 46. Кауфман Б.Д., Савинов О.А., Уздин А.М., Шульман С.Г. Волновое взаимодействие сооружения с основанием при землетрясениях. В кн.: Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Ташкент: Фан, 1977, с. 41-44.
- 47. Кауфман Б.Д., Шульман С.Г. Учет взаимодействия сооружения с основанием при определении сейсмических нагрузок. – В кн.: Сейсмические воздействия на гидротехнические и энергетические сооружения. – М.: Наука, 1980, с. 183-192.
- 48. **Килимник Л.Ш.** Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве. М.: Наука, 1980.
- 49. Коренев Б.Г., Сердобольский А.И. Демпфирование колебаний жестких массивных конструкций, расположенных на упругом основании. Деп. ЦИНИС, 1980.
- 50. Коренев Б.Г., Сердобольский А.И. О виброзащите фундаментов под машины. / Строительная механика и расчет сооружений, 1983, №1, с. 53-57.
- 51. **Коренев Б.Г., Черниговская Е.И.** Расчет плит на упругом основании (пособие для проектировщиков). М.: Госстройиздат, 1962. 355с.
- 52. Корчинский И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий. М.: Высшая школа, 1971.

- 53. **Красников Н.Д.** Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л.: Стройиздат, 1970.
- 54. **Леонтьев Н.Н., Соболев Д.Н., Амосов А.А.** Основы строительной механики стержневых систем. М.: АСВ, 1996. 541с.
- 55. **Ломбардо В.Н., Грошев М.Е.** Методика решения задачи о взаимодействии подпорных сооружений с грунтовым массивом. Гидротехническое строительство, 1985.
- 56. Лятхер В.М., Яковлев Ю.С. Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений. Изд. «Энергия» М.: 1976, 391с.
- 57. Мандельштам Л.И. Лекции по теории колебаний. М.: Наука, 1972.
- 58. **Мартемьянов А.И.** Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1985. с.123-153.
- 59. **Медведев С.В.** Оценка сейсмической балльности в зависимости от грунтовых условий. *І* Труды геофиз. Института АН СССР. М.: Наука, 1952, №14, с. 29-52.
- Медведев С.В. Условия передачи сейсмического воздействия от грунта к сооружению. / В сб.: Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. – М.: Стройиздат, 1969, вып. 2, с. 89-95.
- 61. **Мельник В.Г.** Определение расчетных характеристик крупнообломочных грунтов при динамических (сейсмических) воздействиях «Труды ВОДГЕО», вып. 34. М.: 1972, с. 75-79.
- Назаров Ю.П. Нелинейные пространственные задачи теории сейсмостойкости сооружений. Диссертация на соискание ученой степени доктора философии. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1977.
- 63. **Напетваридзе Ш.Г.** Некоторые задачи инженерной сейсмологии. Тбилиси: Мецниереба, 1973.
- 64. **Николаенко Н.А.** Вероятностные методы динамического расчета машиностроительных конструкций. М., Машиностроение, 1967.
- 65. Николаенко Н.А. Нелинейные динамические задачи теории сейсмостойкости пространственных конструкций. / Сейсмостойкое строительство (отечественный и зарубежный опыт), 1974, №5,с.50-54.
- Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Динамика и сейсмостойкость пространственных конструкций и сооружений. / Сб. статей: Исследования по теории сооружений. – М., 1977, вып. 23, с. 66-97.
- 67. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. О пространственных колебаниях сооружений при сейсмических воздействиях. / Строительная механика и расчет сооружений, 1979, №3, с. 57-63.
- 68. **Николаенко Н.А., Назаров Ю.П.** Векторное представление сейсмического воздействия. / Строительная механика и расчет сооружений, 1980, №1, с. 53-59.
- 69. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Вопросы динамики и сейсмостойкости пространственных конструкций и сооружений. / Межвузовский сб.: Проблемы расчета пространственных конструкций. Т.2. – М., 1980, с. 106-134.

- 70. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Инвариантные оценки случайных векторов динамического воздействия. / Строительная механика и расчет сооружений, 1983, №6, с.54-60.
- 71. **Николаенко Н.А., Назаров Ю.П.** Формирование расчетных динамических моделей сооружений. / Строительная механика и расчет сооружений, 1984, №4, с. 37-40.
- 72. Николаенко Н.А., Поляков С.В., Назаров Ю.П. Оценки интенсивности и спектрального состава компонент векторов сейсмического воздействия. / Строительная механика и расчет сооружений, 1983, №1, с. 58-63.
- 73. Поляков С.В., Бобров Ф.В., Быченков Ю.Д. и др. Проектирование сейсмостойких зданий. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений. Т.III. М.: Стройиздат, 1971.
- 74. Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1975. 30с.
- Рождественский Ю.В. К вопросу расчета блочно-комплектных устройств при 75. сейсмических воздействиях. 1 Реферат сборника Информнефтегазстроя «Проектирование и строительство трубопроводов газонефтепромысловых И сооружений», 1981, №1, c. 12-16.
- 76. Рождественский Ю.В. О математической модели плоскопараллельного движения сооружения при сейсмическом воздействии. / Реферат сборника «Сейсмостойкое строительство (отечественный и зарубежный опыт)», 1981, №2, с. 25-29.
- 77. Рождественский Ю.В. Учет инерционности грунта в расчете блочно-комплектных устройств на сейсмические воздействия. / Реферат сборника Информнефтегазстроя «Проектирование и строительство трубопроводов и газонефтепромысловых сооружений», 1982, №4, с. 29-31.
- 78. Рождественский Ю.В. О расчетных моделях надземного трубопровода подверженного действию сейсмических сил. / Реферат сборника Информнефтегазстроя трубопроводов газонефтепромысловых «Проектирование И строительство И сооружений», 1982, №5, c. 38-40.
- 79. Рождественский Ю.В. О колебаниях блочно-комплектных устройств при землетрясении. / Реферат сборника Информнефтегазстроя «Проектирование и строительство трубопроводов и газонефтепромысловых сооружений», 1982, №6, с. 12-14.
- Рождественский Ю.В. К расчету поперечных колебаний надземного трубопровода при землетрясении. / Реферат сборника Информнефтегазстроя «Проектирование и строительство трубопроводов и газонефтепромысловых сооружений», 1982, №7, с. 27-30.
- Рождественский Ю.В. Колебания сооружения при сейсмическом воздействии с учетом инерционности грунта. / Реферат сборника «Сейсмостойкое строительство (отечественный и зарубежный опыт)», 1982, №8, с. 13-15.
- 82. Рождественский Ю.В. Нелинейная математическая модель блочно-комплектного устройства. / Реферат сборника Информнефтегазстроя «Проектирование и

строительство трубопроводов и газонефтепромысловых сооружений», 1982, №8, с. 27-29.

- Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Ленинград, Стройиздат, 1979.
- 84. **Савинов О.А., Уздин А.М.** Метод учета взаимодействия сооружения с основанием в расчетах на сейсмические воздействия. / Сейсмостойкое строительство, 1977, №1, с. 3-9.
- 85. Савинов О.А., Уздин А.М., Цветкова Л.Н. Оценка эффекта динамического взаимодействия сооружения с произвольным линейно-деформируемым основанием в инженерных расчетах. / Изв. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – Л.: Энергия, 1977, т. 118, с. 3-9.
- 86. **Саргсян А.Е.** Инженерный метод исследования взаимодействия сооружения с основанием. / Сб. научных трудов Гидропроекта, №120, 1986, с. 76-85.
- Саргсян А.Е. Оценка интенсивности сейсмического воздействия на сооружение с учетом податливости его основания. / Строительная механика и расчет сооружений, 1986, №4, с. 55-59.
- Саргсян А.Е. Динамика взаимодействия сооружения с основанием и летящим телом конечной жесткости. – Авт. на соискание ученой степени доктора техн. наук. – ПЭМ ВНИИИС Госстроя СССР. – М., 1986. – 46с.
- 89. Саргсян А.Е., Исаков А.В. Метод вычисления функции Грина для расчета сооружений с основанием при действии динамических нагрузок. / Сб. научных трудов Гидропроекта, №120, 1986, с. 68-75.
- Саргсян А.Е., Нахапетян А.А. Нестационарное сейсмическое колебание жесткого тела на поверхности упругого полупространства. / Сейсмостойкое строительство, 1986, №12, с. 15-19.
- 91. Саргсян А.Е., Нахапетян А.А. Колебания сооружения на инерционном основании при сейсмических воздействиях. / Сейсмостойкое строительство, 1987, №1, с. 21-26.
- Саргсян А.Е. Строительная механика. Механика инженерных конструкций. М.: Высшая школа, 2004. – 462с.
- 93. Симвулиди И.А. Расчет неразрезной балки, лежащей на упругом основании. Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура, 1965, №4.
- Симвулиди И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. М.: Высшая Школа, 1987. – 576с.
- 95. Смирнов А.Ф. Об основных направлениях научных исследований в области теории и методов расчета сооружений на одиннадцатую пятилетку. «Строительная механика и расчет сооружений», 1981, №1, с. 4-9.
- 96. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1995. 52с.
- 97. **СНиП 2.02.03-85.** Свайные фундаменты. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. 48с.
- 98. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. 36с.
- 99. СНиП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 32с.
- 100. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. Госстрой России.- М.: ГУП ЦПП, 2001. 48с.
- 101. Современное состояние теории сейсмостойкости и сейсмостойкие сооружения (по материалам IV Международной конференции по сейсмостойкому строительству). М.: Стройиздат, 1973.
- 102. Справочник проектировщика. Динамический расчет зданий и сооружений. Под. ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. М.: Стройиздат, 1984. 303с.
- 103. Справочник проектировщика. Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций. Под. ред. Б.Г. Коренева, А.Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1986.
- 104. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Под. ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480с.
- 105. **Уздин А.М.** Учет взаимодействия сооружения с основанием в расчетах на сейсмостойкость по спектральному методу. / Изв. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Л.: Энергия, 1977, №118, с. 10-19.
- 106. Уклеба Д.К. Совместное упругопластическое деформирование сооружения и массива грунта основания при сейсмических воздействиях. Диссертация на соискание ученой степени доктора философии. Тбилиси, 1980.
- 107. Халфман Р.Л. Динамика. М.: Наука, 1972.
- 108. **Хачиян Э.Е.** Сейсмическое воздействие на высотные здания и сооружения. Ереван: Айастан, 1973. 327с.
- 109. **Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А.** Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. М.: Наука, 1981. 204с.
- 110. Шехтер О.А. Об учете инерционных свойств грунтов при расчете вертикальных вынужденных колебаний массивных фундаментов. «Труда НИИМиенвоен», №12, 1948.
- 111. **ANNALI DI GEOFISICA.** The global seismic hazard assessment program (GSHAP). 1992-1999.
- 112. Bathe K.J., Wilson E.L. Stability and accuracy analysis of direct integration methods. Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol. 1, N°3, 1973. p. 283-291.
- Bernreuter D.L. Assessment of seismic wave effects on soil-structure iteration. "Trans. 4th Int. Conf. Struct. Mech. React. Technol.", San Francisco, California, 1977, vol. K, 2, 14/1-2, 14/9.
- 114. **Kamil Hasan, Hom Stephen, Kost Carrison.** An overview of soil-structure interaction procedures with emphasis on the treatment of damping. "Proc. 2nd U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng., Stanford, California, 1979", Berkeley, California, S.a. 623-632.
- 115. **Kobori T., Setogawa S., Hisatoku T., Nagose T.** Nonlinear uplift response of soil-structure interaction system considering dynamic gecund compliance. "Seventh European Conference on Earthquake Engineering", Athens, 1982.
- 116. Nandakumaran P., Paul P.K., Jadia N.N. Foundation type and seismic response of buildings, "3rd Int. Symp. Soil Struct. Interaction, Roorkee, 1977. Vol.1, Text Pap.". Meerut, S.a., 157-164.
- 117. **Onen Y.H., Tomas M.S.** Dynamic analysis of complete building structures. "Seventh European Conference on Earthquake Engineering", Athens, 1982.

- 118. **Palamaru G., Cosmulescu P.** Some experimental investigations regarding the effects of dynamic interaction between overground structure and foundation soil. "Seventh European Conference on Earthquake Engineering", Athens, 1982.
- Piqué del Pozo J., Scaletti Farina H. Análisis Sísmico de Edificios. Capítulo de Ingeniería Civil CIP-CDL. Lima, Perú, 1991. - 171p.
- 120. **Rayanna B., Munirudrappa N.** Seismic response of building-foundation system in layered soils. "Seventh European Conference on Earthquake Engineering", Athens, 1982.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. Instituto de la Construcción y Gerencia. Lima, Perú, 2006.
- 122. **Sakomoto I., Irani M.A.** Comparative Study Between Theory and observation on Soil-Structure Interaction Problem Proc V World Conf. Earthquake Eng.
- San Bartolomé A. Análisis de Edificios. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú, 1998. – 330p.
- 124. **SAP 2000. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures.** Structural and Earthquake Engineering Software. Computers and Structures, Inc. University of California. Berkeley, California, 2007.
- 125. **Saragoni G.R., Hart G.C.** Simulation of artificial earthquake. "Earthquake Engineering and Structural Dynamics", 1974, V.2.
- Sarria A. Ingeniería Sísmica. Ediciones Uniandes. Santa Fé de Bogotá, Colombia, 1995. 569p.
- Seanlan R.H. Seismic wave effects on Soil Structure Interaction. "3rd Int. Conf. Struct. Mech. React. Technol., London, 1975, Vol.4, Part K". Amsterdam e.a., 1975, K 2, 1/1 – K 2, 1/6.
- 128. Seed H.B., Idriss J.M. Soil-Structure Interaction of Massive Embedded Structure During Earthquakes. Proc. V World Cont. Earthquake Eng.
- Sismología general y sismicidad en el Perú. Instituto Geofísico del Perú CNDG-Sismología. Lima, Perú, 2002.
- 130. Soritov P. Hysteretic damping of a soil-structure system for determination of modal damping."Fifth European Conference on Earthquake Engineering", 1975.
- 131. **Strong motion earthquake accelerograms.** California. Institute of Technology Earthquake Engineering Research Laboratory, v.1, p. A,B, 1969-70.
- 132. **Toshihiko Hisada.** Earthquake loading and Seismic code requirement for tall buildings Kajima Institute of Construction Technology. Japan. 1976.
- Villarreal Castro Genner. Cálculo de edificios altos bajo la acción sísmica, considerando la flexibilidad del suelo de fundación. Primer Encuentro de Científicos Peruanos en Rusia. Moscú, Rusia, 2003. 10p.
- 134. Villarreal Castro Genner. Diseño y construcción de edificaciones antisísmicas. 1er Seminario Taller Binacional de Desastres Naturales y Antrópicos y IV Congreso Ecuatoriano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Cuenca, Ecuador, 2001. – 10p.
- 135. Villarreal Castro Genner. Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas. Asamblea Nacional de Rectores. Lima, Perú, 2006. – 125p.

ANEXO

lab	la 1
	Resistencia elástica
Indice de fluidez para suelo arcilloso I_L	$c_p, kN/m^3(T/m^3)$
$0,75 < I_L \le 1$	$1,5.10^4 - 0,5.10^4 (1500 - 500)$
$0,5 < I_L \le 0,75$	3.10 ⁴ -1,5.10 ⁴ (3000 - 1500)
$0,25 < I_L \le 0,5$	$4,5.10^4 - 3.10^4 (4500 - 3000)$
$0 < I_L \le 0,25$	$6.10^4 - 4,5.10^4 (6000 - 4500)$

. . . .

Nota:

- 1. Para valores intermedios de ${\it I}_{\rm L}$, el valor de $c_{\rm p}$ se determina por interpolación.
- 2. Para suelos porosos, el valor de c_p se determina igual que para los suelos arcillosos con
 - $\boldsymbol{I}_{\scriptscriptstyle L}$ correspondiente a su humedad natural.

	c_p , $kN/m^3(T/m^3)$ para suelos con diferente humedad							
Arenas	muy húmedo	húmedo	poco húmedo					
Medianamente grandes:								
Porosos	1,5.10 ⁴ (1500)	2.10 ⁴ (2000)	3.10 ⁴ (3000)					
Medios densos	3.10 ⁴ (3000)	4.10 ⁴ (4000)	5.10 ⁴ (5000)					
Pequeños:								
Porosos	1.10 ⁴ (1000)	1,5.10 ⁴ (1500)	2,5.10 ⁴ (2500)					
Medios densos	2.10 ⁴ (2000)	3.10 ⁴ (3000)	4.10 ⁴ (4000)					
Polvos:								
Porosos	0,5.10 ⁴ (500)	1.10 ⁴ (1000)	1,5.10 ⁴ (1500)					
Medios densos	1.10 ⁴ (1000)	1,5.10 ⁴ (1500)	2,5.10 ⁴ (2500)					

Tab	ola	2
-----	-----	---

Nota: El valor de c_p para arenas compactas se toma en un 50% mas que el mayor valor de la tabla 2.

Módulo de deformación E , $MPa(kgf/cm^2)$ para greda arenosa, arena arcillosa y arcilla

Origon	Tino de ouelo		Coeficiente de porosidad <i>e</i>										
Origen	¹	lipo de suelo	0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
	Greda arenosa	$0 \le I_L \le 0,75$	-	32 (320)	24 (240)	16 (160)	10 (100)	7 (70)	-	-	-	-	-
		$0 \le I_L \le 0,25$	-	34 (340)	27 (270)	22 (220)	17 (170)	14 (140)	11 (110)	-	-	-	-
	Arena arcillosa	$0,25 < I_L \le 0,5$	-	32 (320)	25 (250)	19 (190)	14 (140)	11 (110)	8 (80)	-	-	-	-
Aluvial, diluvial, de lago, de lago aluvial		$0,5 < I_L \le 0,75$	-	-	-	17 (170)	12 (120)	8 (80)	6 (60)	5 (50)	-	-	-
		$0 \le I_L \le 0,25$	-	-	28 (280)	24 (240)	21 (210)	18 (180)	15 (150)	12 (120)	-	-	-
	Arcilla	$0,25 < I_L \le 0,5$	-	-	-	21 (210)	18 (180)	15 (150)	12 (120)	9 (90)	-	-	-
		$0,5 < I_L \le 0,75$	-	-	-	-	15 (150)	12 (120)	9 (90)	7 (70)	-	-	-
	Greda arenosa	$0 \le I_L \le 0,75$	-	33 (330)	24 (240)	17 (170)	11 (110)	7 (70)	-	-	-	-	-
		$0 \le I_L \le 0,25$	-	40 (400)	33 (330)	27 (270)	21 (210)	-	-	-	-	-	-
Fluvioglacial	Arena arcillosa	$0,25 < I_L \le 0,5$	-	35 (350)	28 (280)	22 (220)	17 (170)	14 (140)	-	-	-	-	-
		$0,5 < I_L \le 0,75$	-	-	-	17	13	10	7 (70)	-	-	-	-
Marítimo	Greda arenosa Arena arcillosa	$I_L \leq 0,5$	75 (750)	55 (550)	45 (450)	-	-	-	-	-	-	-	-
		$-0,25 \le I_L \le 0$	-	-	-	-	-	-	27 (270)	25 (250)	22 (220)	-	-
Capa geológica de Oxford	Arcilla	$0 < I_L \le 0,25$	-	-	-	-	-	-	24 (240)	22 (220)	19 (190)	15 (150)	-
		$0,25 < I_L \le 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16 (160)	12 (120)	10 (100)

Tabla 4

Tino de arena	Coeficiente de porosidad <i>e</i>						
	0,45	0,55	0,65	0,75			
Grava y arena grande	50(500)	40(400)	30(300)	-			
Arena mediana	50(500)	40(400)	30(300)	-			
Arena pequeña	48(480)	38(380)	28(280)	18(180)			
Polvillo	39(390)	28(280)	18(180)	11(110)			

Módulo de deformación E, $MPa(kgf/cm^2)$ para arenas

Та	bla	5
	~.~	-

	Coeficiente de proporcionalidad K ,
Suelo alrededor del pilote	$kN/m^4(T/m^4)$
Arena grande $(0,55 \le e \le 0,7)$; arcilla y arena	
arcillosa dura $(I_L < 0)$	18000 - 30000(1800 - 3000)
Arena pequeña $(0,6 \le e \le 0,75)$; arena mediana	
$(0,55 \le e \le 0,7)$; greda arenosa compacta $(I_L < 0)$; arcilla y arena arcillosa medianamente compacta $(0 \le I_L \le 0,5)$	12000 - 18000(1200 - 1800)
Arena polvorosa $(0,6 \le e \le 0,8)$; greda arenosa	
plástica $(0 \le I_L \le 1)$; arcilla y arena arcillosa suavemente plástica $(0,5 \le I_L \le 0,75)$	7000-12000(700-1200)
Arcilla y arena arcillosa variablemente plástica $(0,75 \le I_L \le 1)$	4000 - 7000(400 - 700)
Arena gravosa $(0,55 \le e \le 0,7)$; suelo grande con componentes arenosos	50000-100000(5000-10000)

Nota:

- 1. Para los suelos con valores intermedios de I_L y e, el valor del coeficiente K se calcula interpolando.
- 2. El coeficiente K para arenas compactas se debe de incrementar en un 30%, respecto al valor más alto para este tipo de suelo.

	Pilote	apoyado er	n suelo no	Diloto on	ovada an		Pilote empotrado en			
\overline{l}		rocoso		Filote ap	oyado en	500100050	suelo rocoso			
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0		C_0	
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,500	
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,180	0,600	
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699	
0,8	28,140	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,170	0,319	0,798	
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896	
1,0	18,030	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992	
1,1	14,916	18,160	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086	
1,2	12,552	14,041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176	
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262	
1,4	9,266	8,954	10,050	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342	
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,240	1,014	1,028	1,415	
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,480	
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535	
1,8	5,730	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581	
1,9	5,190	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617	
2,0	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,460	1,644	
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,080	1,545	1,675	
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,240	1,586	1,685	
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,600	2,687	2,330	1,596	1,687	
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687	
3,0	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691	
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711	
≥4,0	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,750	2,401	1,600	1,732	

Tabla 6