

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE BOLÍVAR
ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DESCRIPCIÓN DE LA EVOLUCIÓN DE LA METODOLOGÍA
DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES A FLEXIÓN
EN CONCRETO ARMADO EN VENEZUELA, MEDIANTE LA
TEORÍA ELÁSTICA Y LA TEORÍA PLÁSTICA.**

**TRABAJO FINAL DE GRADO
PRESENTADO POR LA BACHILLER
FERNÁNDEZ M., CARMEN C., PARA
OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL.**

CIUDAD BOLÍVAR, SEPTIEMBRE DE 2022



**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO BOLÍVAR
ESCUELA CIENCIAS DE LA TIERRA**

ACTA DE APROBACIÓN

Este trabajo de grado, titulado **“DESCRIPCIÓN DE LA EVOLUCIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES A FLEXIÓN EN CONCRETO ARMADO EN VENEZUELA, MEDIANTE LA TEORÍA ELÁSTICA Y LA TEORÍA PLÁSTICA.”**, presentado por la bachiller **FERNÁNDEZ M., CARMEN C.**, cédula de identidad N° 25.914.701 ha sido aprobado de acuerdo a los reglamentos de la Universidad de Oriente, por el jurado integrado por los profesores:

Nombres:

Firmas:

Prof. Rogelio Pérez S.

(Asesor)

Prof. Giovanni Grieco

(Jurado)

Prof. Antonio Sequera

(Jurado)

Prof. Rodolfo González
Jefe del Departamento de Ing. Civil

Profesor Francisco Monteverde
Director de la Escuela

Ciudad Bolívar, Septiembre 2022

DEDICATORIA

Con amor quiero dedicar a mi hermana todo el esfuerzo y todo lo que luché en el trayecto de esta carrera.

Vale la pena vivir, atreverse y cumplir todas nuestras metas.

A ti Katherine aunque no estabas cerca de mí, siempre fuiste y serás ese motor que me impulsa.

Carmen Fernández

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a la Universidad de Oriente por haberme aceptado ser parte de ella y abierto las puertas de su seno científico para poder estudiar mi carrera, así como también a los diferentes profesores que brindaron sus conocimientos y su apoyo para seguir adelante día a día.

Agradezco también a mi asesor de tesis, profesor Rogelio Pérez, por haberme brindado la oportunidad de recurrir a su capacidad y conocimiento, así como también haberme tenido paciencia para guiarme.

Y sobre todo a mi mamá Carmen Medina, que desde pequeña me enseñó que debía luchar por mis sueños y a no rendirme jamás. Desde el primer día ayudándome con mi mudanza y comprándome todo para enfrentarme a un nuevo lugar sin mi familia, hasta el último día de mi carrera, todo se lo debo a ella, pues sin su amor no lo hubiese logrado.

Madre te agradezco por estar siempre conmigo, en mi mente, en mi corazón y acciones. Tu eres parte de este sueño, que el día de hoy se hace realidad.

Carmen Fernández

RESUMEN

El propósito del presente trabajo de grado presentado a la Universidad de Oriente consiste en estudiar las diferentes teorías para el diseño de estructuras de concreto armado, considerando su evolución a través del tiempo. Como ejemplo se utilizó el planteamiento estructural propuesto para una obra de construcción ubicada en la Calle Caracas en el sector Merecure en la Parroquia Catedral de Ciudad Bolívar en el Municipio Angostura del Orinoco. Se utilizó como ejemplo de cálculo para demostrar las diferentes metodologías existentes y realizar una comparación entre las áreas de acero obtenidas con cada una de ellas en una viga de carga sometida a esfuerzos flexionantes, debido a carga permanente, carga variable y sismo en las diferentes combinación correspondientes. Aplicando los coeficientes de trabajo y los factores de reducción de carga se determinaron las áreas de acero correspondiente a las envolventes de diseño de la viga, valores que permitieron establecer una comparación entre ellas. En cuanto a su metodología es del tipo descriptiva y de diseño documental. De tal manera que ameritó realizar revisión de la bibliografía y normas existentes sobre la metodología correspondiente a la teoría aplicada en cada uno de los casos. Toda la información necesaria fue recabada mediante herramientas tales como Personal Computer, calculadora y bibliografías consultadas, utilizando software para análisis estructural y análisis sísmicos para determinar los esfuerzos producidos en viga de concreto. También se utilizó Excel para realizar las combinaciones de cargas de acuerdo a las teorías consideradas. A partir de los resultados obtenidos pudimos realizar los estudios pertinentes para llegar a las conclusiones y recomendaciones, comparando las áreas de acero de refuerzo calculadas entre las diferentes metodologías de cálculo consideradas, lo que nos permite resaltar la importancia de este tipo de estudios en el campo de la ingeniería civil en el área de diseño y cálculo de elementos estructurales de concreto armado.

CONTENIDO

Pag.

ACTA DE APROBACIÓN.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
RESUMEN.....	v
CONTENIDO.....	vi
LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE TABLAS.....	x
LISTA DE APÉNDICES.....	xii
 INTRODUCCION.....	 1
 CAPITULO I (SITUACIÓN A INVESTIGAR).....	 4
1.1 Planteamiento del Problema.....	4
1.2 Objetivos de la Investigación.....	7
1.2.1 Objetivo General.....	7
1.2.2 Objetivos Específicos.....	7
1.3 Justificación de la investigación.....	8
1.4 Alcance de la investigación.....	10
1.5 Delimitaciones de la investigación.....	10
1.5.1 Delimitación temporal.....	10
1.5.2 Delimitación espacial.....	11
1.6 Limitaciones de la investigación.....	11
 CAPÍTULO II (GENERALIDADES).....	 12
2.1 Descripción.....	12
2.2 Ubicación Geográfica del área en estudio.....	13
2.3 Acceso al área de estudio.....	15
2.4 Uso de la edificación proyectada.....	16
2.5 Características físicas del suelo.....	18
CAPITULO III.....	20
MARCO TEÓRICO.....	20
3.1 Antecedentes de la investigación.....	20
3.2 Bases Teóricas.....	21
3.2.1 Teoría de cálculo elástica (Teoría Clásica).....	21
3.2.2 Teoría de cálculo plástica (Rotura).....	23

3.2.2.1 Definición de Estado Límite.....	26
3.2.2.2 Los Estados Límites Últimos.....	26
3.2.2.3 Los Estados Límites de utilización o servicio.....	27
3.2.2.4 Clasificación de los Estados límites.....	28
3.2.2.5 Solicitaciones de los Estados Límites de Servicio.....	31
3.2.3 Determinación de las cargas permanentes (CP).....	32
3.2.3.1 Pesos de la Tabiquería.....	32
3.2.3.2 Peso de las losas para entrepisos y techos.....	33
3.2.4 Determinación de las acciones variables (CV).....	35
3.2.4.1 Acciones variables verticales.....	36
3.2.4.2 Acciones accidentales de sismo.....	37
3.2.5 Procedimiento de diseño de vigas por Teoría Clásica.....	40
3.2.6 Procedimiento de Diseño por la Teoría de Agotamiento Resistente.....	43
3.3 Bases legales.....	44
3.3.1 Objeto.....	45
3.3.2 Alcance.....	45
3.3.3 Organización.....	46
3.4 Definición de términos básicos.....	46
CAPITULO IV (METODOLOGÍA DEL TRABAJO).....	49
4.1 Nivel, diseño y eje temporal.....	49
4.1.1 Nivel de Investigación.....	49
4.1.2 Diseño de la Investigación.....	50
4.1.3 Eje temporal.....	51
4.2 Población y Muestra.....	51
4.2.1 Población.....	51
4.2.2 Muestra.....	52
4.3 Fases de la metodología de trabajo.....	52
4.3.1 Fase I: Planeación del trabajo.....	52
4.3.2 Fase II: Investigación documental.....	53
4.3.3 Fase III: procesamiento, análisis de la información y resultados.....	53
4.3.4 Fase V: conclusiones y recomendaciones.....	53
4.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	54
4.4.1 Técnicas de Recolección de Datos.....	54
4.4.2 Instrumentos de Recolección de datos.....	54
4.4.3 Fuentes de información.....	55
CAPÍTULO V (ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS).....	56
5.1 Descripción de la evolución histórica de las teorías de cálculo de elementos estructurales de concreto reforzado.....	56

5.2 Establecimiento de las ventajas y limitaciones de las metodologías aplicadas en el diseño de elementos estructurales de concreto armado.....	58
5.2.1 Ventajas y desventajas de la Teoría Clásica.....	58
5.2.2 Ventajas y desventajas de la teoría de los Estados límites.....	58
5.3 Contraste entre la teorías clásica y la teoría de los esfuerzos últimos en el diseño de elemento de concreto reforzado.....	59
5.3.1 Determinación del acero de refuerzo mediante la Teoría de Rotura.....	62
5.4 Identificar cronológicamente las normas aplicables en el diseño de elementos estructurales de concreto armado.....	74
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	76
Conclusiones.....	78
Recomendaciones.....	78
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y ELECTRÓNICAS.....	79
ANEXOS.....	81
APÉNDICES.....	85

LISTA DE FIGURAS

	Pag.
2.1 Ubicación Relativa del Estado Bolívar.	14
2.2 Ubicación de Ciudad Bolívar dentro del ámbito regional.	14
2.3 Acceso al área de estudio “Empresa Serlab, c .a.”	15
2.4 Distribución Planta Baja edificio “Serlab”	17
2.5 Distribución Planta alta edificio “Serlab”	18
3.1 Mapa de Zonificación sísmica de Venezuela	38
5.1 Planta de losas de entrepiso	62
5.2 Planta de losas de techo	64

LISTA DE TABLAS

	Pag.
2.1 Ubicación UTM del Área en estudio	15
3.1 Combinación de carga Teoría Clásica (Cargas de Trabajo)	22
3.2 Tabla de factores de mayoración Teoría de Rotura	25
3.3 Combinación de mayoración de cargas de la teoría del Estado Límite de Agotamiento Resistente	29
3.4 Factores de minoración de la resistencia teórica (LRFD 1987- 2005)	30
3.5 Combinación de mayoración de cargas de la teoría del Estado Límite de Servicio	31
3.6 Pesos Equivalentes de Tabiquerías sobre la superficie del piso (Rodolfo Osers)	33
3.7 Pesos unitarios de losas nervadas	34
3.8 Pesos unitarios de Revestimiento de techos	34
3.9 Pesos unitarios de Frisos y Revestimiento de Pisos	35
3.10 Pesos unitarios de Frisos y Revestimiento de Paredes	35
3.11 Factores de reducción de cargas variables verticales	36
3.12 Cargas variables verticales para azotea techos	37
3.13 Coeficiente de Aceleración horizontal normalizada A_o	38
3.14 Forma espectral y factor de corrección φ del suelo	39
3.15 Forma espectral y factor de corrección φ del suelo	40

5.1	Relación de resistencia a la ruptura del concreto respecto a la compresión	58
5.2	Cargas permanentes en losas de entepiso	60
5.2	Cargas permanentes en losas de techo	63
5.3	Resumen cálculo de Acero de Refuerzo por la Teoría Clásica	73
5.4	Resumen cálculo de Acero de Refuerzo por la Teoría de Rotura	73
5.5	Resumen cálculo de Acero de Refuerzo por la Teoría de Agotamiento Resistente	74
5.6	Resumen de la aplicación de las Teorías Analizadas	74

LISTA DE APÉNDICES

	Pag.
A.1 Carga Variable. LNE-1	88
A.2 Carga Variable. LNE-2	89
A.3 Carga Permanente. LNE-1	90
A.4 Carga Permanente. LNE-2	91
A.5 Carga Variable. LNT-1	92
A.6 Carga Permanente. LNT-1	93
A.7 Carga Variable. LNT-2	94
A.8 Carga Permanente. LNT-2	95
B.1 Esfuerzos en los extremos de los elementos estructurales del pórtico “B”	97
B.2 Diagrama de momentos debido a carga permanente	98
B.3 Diagrama de Momentos debido a la carga variable	98
B.4 Diagrama de Momentos debido a la carga accidental sísmica	99
C.1 Combinación de Carga Teoría Clásica. Pórtico “B”	101
C.2. Combinación de carga Teoría de Rotura. Pórtico “B”	102
C.3 Combinación de carga Teoría de Agotamiento Resistente (LRFD). Pórtico “B”	103

LISTA DE ANEXOS

	Pag.
A-1 (Tablas de sobrecargas permanentes y variables en entrepisos y techos)	83
A1 Pesos unitarios probables de elementos constructivos (Covevin 2002-88)	84
A2 Tabla de valores del factor $\beta 1$	84
A3 Cargas Mínimas distribuidas variables sobre entrepisos $kgfm2$	85

INTRODUCCION

En el campo de la ingeniería estructural es común el cálculo de elementos de concreto armado, mediante las metodologías y teorías contempladas en las normas COVENIN 1753-02 del año 2005, la cual se realiza mediante la teoría de los esfuerzos últimos (plástica), permitiendo utilizar diferentes factores de mayoración de cargas y factores de reducción de resistencia para determinar las áreas de refuerzo metálico de los elementos de concreto, para reforzarlos y proporcionarles mayor resistencia a la tracción, manteniendo la capacidad de deformación.

En el transcurso del tiempo las diferentes teorías utilizadas han evolucionado y se actualizan constantemente, entre otras causas debido a la constante actualización de los materiales utilizados y la aplicación de nuevas tecnologías utilizadas para la construcción, Debido a esto es importante para el ingeniero mantenerse actualizado sobre la evolución y las normas actuales aplicables para el diseño de elementos de concreto estructural, para su dimensionamiento y cálculo.

Términos cargas, esfuerzos, envolventes, factores de mayoración de cargas, factores de minoración de resistencia, Cuantía mecánica, eje neutro y deformación; necesitan ser comprendidos y aplicados correctamente para la determinación de las diferentes metodologías correspondientes a las diferentes teorías existentes a través del tiempo en lo referente al cálculo de elementos estructurales de concreto reforzado.

La investigación comprende las siguientes fases para la investigación del problema planteado como un instrumento de para el dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales.:

Capítulo I. Situación a investigar: se plantea la necesidad de conocer los términos utilizados para la realización de los cálculos necesarios para estimar las áreas de acero necesarias para el reforzamiento de los elementos estructurales de concreto.

Capítulo II. Generalidades: describe la ubicación y acceso al área de estudio, además de las generalidades de la zona de estudio, constituida por el edificio de depósito y oficinas de Serlab, c.a., ubicada en la Calle Caracas, sector Merecure de la Parroquia Catedral de Ciudad Bolívar en el Municipio Angostura del Orinoco del Estado Bolívar, y que reflejan la naturaleza de la zona en estudio.

Capítulo III. Marco teórico: menciona los antecedentes de la investigación, y establece las bases teóricas necesarias para comprender el procedimiento y metodología de las diferentes teorías aplicadas, como una herramienta útil para posteriores tomas de decisiones durante su cálculo.

Capítulo IV. Metodología de trabajo: establece la metodología a seguir para encaminar la investigación a los objetivos planteados, y los instrumentos a usar para medir las variables del estudio.

Capítulo V. Análisis e interpretación de resultados: expone los resultados de los objetivos de la investigación, y que fueron determinados siguiendo la metodología planteada en el Capítulo IV, comprendiendo la comparación de los diferentes métodos aplicados.

Se agregan, además, los Apéndices y Anexos que apoyan la exposición de la información que en los Capítulos anteriores se ha podido recopilar.

CAPITULO I

SITUACIÓN A INVESTIGAR

1.1 Planteamiento del Problema

El cálculo estructural ha evolucionado paralelamente al desarrollo de la matemática y de las leyes de la mecánica. La aparición del concreto armado impulsa violentamente el arte de construir porque le permite al proyectista mayor libertad para diseñar. Los pórticos que se construían con pesadas piedras monolíticas o con ladrillos trabados para formar las columnas, dinteles y arquivadros, ahora son sustituidos por el concreto armado, obteniéndose de este modo, elementos verticales esbeltos y dinteles de secciones reducidas. El desarrollo que se logró en las técnicas constructivas fue vigorizado cuando se comenzó a utilizar el cálculo estructural, que se apoyó en los métodos derivados de la mecánica complementada con el análisis matemático, y que sustituyeron los métodos empíricos.

En Rrealidad todos los fenómenos naturales se pueden estudiar mediante las relaciones exactas de la matemática, siempre que se establezcan modelos adecuados. Así se abrió el camino para la ciencia moderna y para el desarrollo del cálculo de estructuras, siendo el cálculo integral y el diferencial, un instrumento muy potente para realizar tales operaciones. La estructura ha sido siempre un componente esencial de la arquitectura, por ello, los logros obtenidos en su desarrollo influyen de manera determinante en el planteamiento de nuevas propuestas con técnicas mejoradas y uso más racional de los materiales. En un principio el concreto se utilizó según el real saber y entender de los constructores, sin apoyarse en ninguna normativa, fue en 1904 cuando se creó en Norteamérica la primera comisión "Joint Comité" para estudiar el concreto (Marín 1971). A partir de esta fecha se comenzaron a realizar estudios rigurosos para reglamentar el uso del concreto armado, dando lugar a la Norma

Norteamericana que se publicó por primera vez en 1912, sin embargo, en 1910 se había adoptado como ley las Normas de la Asociación Nacional de Consumidores de Cemento.

En los sistemas constructivos clásicos y antiguos, toda la obra constituía la estructura, por consiguiente, se desperdiciaba gran cantidad de material porque se colocaba en sitios donde no se requería para absorber esfuerzos, pero sí para cerramientos; en cambio, el sistema moderno permite construir el esqueleto de la edificación independientemente de los cerramientos, y éstos, por no ser estructurales, se pueden fabricar con materiales más livianos y económicos. No obstante, se podría decir que fue con el sistema constructivo gótico que se comenzó a racionalizar la estructura al diseñar arcos que empujaran menos sobre los muros, como son los arcos ojivales, y al tratar de concentrar los esfuerzos mediante nervaduras en sitios que se reforzaban con los contrafuertes. En América se usó en la época precolombina el sistema estructural llamado de horconadura (Gasparini 1986), que también permitía construir previamente el esqueleto de la edificación porque estaba concebida con horcones que constituían las columnas y viguetas de madera que formaban los dinteles. El cerramiento se hacía con palmas o con barro reforzado con caña amarga.

Los principios básicos de la estática fueron descubiertos desde el principio con gran exactitud y han servido de base a todos los métodos de análisis; sin embargo, la laboriosidad que representan los cálculos matemáticos que se requieren para relacionar las cargas externas que actúan sobre una estructura con las reacciones que provocan en los apoyos y con las fuerzas internas que se desarrollan en sus miembros, fue lo que dio lugar a la búsqueda de diversos métodos que facilitasen su utilización. Así se han introducido los métodos aproximados que producen resultados muy cercanos a los reales y generalmente mayores que estos; el inconveniente se presenta en los nodos de los pórticos, porque, si existe un verdadero valor del momento en el nodo, cuando se obtiene en las vigas un momento mayor que éste, en las columnas

resultará menor, ya que siempre se tienen que cumplir las leyes del equilibrio, en consecuencia, el momento en la columna no está del lado de la seguridad; por lo tanto, se debe mantener la práctica prudente de mayorar las cargas cuando se usen estos métodos. Las cargas permanentes se pueden determinar con certeza, en cambio las cargas variables siempre serán inciertas, lo cual introduce en los cálculos una imprecisión; lo cual indica que no tiene sentido realizar largas y complicadas operaciones para tratar de obtener resultados precisos, si los datos no lo son. Ahora bien, si se cuenta con herramientas que faciliten el manejo de los algoritmos, entonces se justifica la aplicación de un método de análisis riguroso por laborioso que éste sea. La única ventaja que tendría este método es que no se suma su propia deficiencia con la incertidumbre de las cargas.

El punto de aplicación de las cargas es un factor importante que afecta la precisión de los resultados; esto exige un interés especial por parte del calculista en estudiar cuidadosamente la distribución de las cargas y evitar transformar las que son concentradas en repartidas, porque éstas nunca son equivalentes, si satisfacen las solicitudes de momento, no será así con las de corte y viceversa. Con los recursos que existen actualmente de la computación electrónica y los programas computarizados que han sido elaborados para el análisis de pórticos, no se justifica incurrir en deficiencias derivadas de la estimación del sistema de cargas de diseño, ya que dichos programas están concebidos para introducir todas las condiciones de carga con facilidad. El tiempo que un calculista invertía anteriormente en efectuar los cálculos de una edificación, utilizando reglas de cálculo o máquinas rudimentarias de calcular, hoy lo puede emplear con ventaja en hacer un buen estudio del sistema de cargas que se aproxime lo mejor posible a las que actuarán realmente durante la vida útil del edificio; sólo así serán más exactos los cálculos realizados con el computador, de lo contrario, si seguimos aplicando las mismas hipótesis, los resultados seguirán siendo imprecisos.

Lo anteriormente expuesto nos lleva a realizarnos las siguientes preguntas, con mira al establecimiento y evolución de las teorías para el diseño de elementos de concreto. Cuáles son las normas y las metodologías aplicables al diseño de elementos de concreto armado? ¿Cómo ha evolucionado la normativa aplicable para el diseño armado, las cuales forman parte de las premisas consideradas en este estudio: ¿Desde cuándo son estudiadas las teorías de rotura de los materiales? ¿Cuáles son las normas y las metodologías aplicables al diseño de elemento de concreto reforzado? ¿Cuáles son los parámetros fundamentales en que se basan las teorías elástica y plástica consideradas en las normas?

1.2 Objetivos de la Investigación

1.2.1 Objetivo General

Describir la evaluación de la metodología de diseño de elementos estructurales a flexión en concreto armado en Venezuela, mediante la teoría elástica y la teoría plástica.

1.2.2 Objetivos Específicos

- 1 Describir la evolución histórica de las teorías de cálculo de elementos estructurales de concreto reforzado.
2. Establecer las ventajas y limitaciones de las metodologías aplicadas en el diseño de elementos estructurales de concreto armado.
3. Contrastar la teorías clásica y la teoría de los esfuerzos últimos en el diseño de elemento de concreto reforzado.

4. Identificar cronológicamente las normas aplicables en el diseño de elementos estructurales de concreto armado.

1.3 Justificación de la investigación

La evolución de la normativa de cálculo de elementos de concreto armado ha significado el cambio de teorías de diseño, significando esto modificaciones que cada vez son más rigurosas en el cálculo de elementos estructurales, las cuales se basa principalmente en el reglamento del American Concrete Institute (ACI), adaptándose en Venezuela a los preceptos contemplados en este mediante la norma “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño” (Covenin 1753) y la norma “Edificaciones Sismorresistente” (Covenin 1756).

El ACI (American Concrete Institute), es la mayor institución internacional sin fines de lucro dedicada a desarrollar, compartir y difundir el uso eficiente del cemento y el concreto mundialmente, con seriedad e independencia.

El ACI se funda en Indianápolis (Estados Unidos de América) bajo el nombre de National Association of Cement en el año de 1904. Emite el primer código de construcción de edificaciones de concreto en el año de 1910. En el año 1913 cambia su nombre por el actual. En 1919 se inicia la publicación de la revista técnica especializada ACI-JOURNAL, la cual es reconocida por dar a conocer los avances tecnológicos en lo referente a la utilización del concreto. En 1925 son creados distintos comités técnicos dedicados al estudio de diferentes aspectos del diseño y construcción de estructuras de concreto. Para el año de 1931 los códigos de construcción emitidos por el ACI son adoptados por la mayoría de instituciones públicas de los Estados Unidos de América.

En el año de 1941 es publicado el primer Código para Edificaciones de Concreto ACI 318 (Concrete BuildingCode). Este código se ha publicado de manera periódica brindando actualizaciones conforme las investigaciones del comportamiento del concreto y del acero de refuerzo así lo requieran; sin embargo, el cuerpo del código mantiene su forma. Las versiones más recientes del código han adquirido el nombre de Código de Especificaciones para las Edificaciones de Concreto Estructural (BuildingCodeRequirementsforStructural Concrete).

El código ACI 318 no es un documento oficial por sí mismo. Sin embargo es un documento reconocido mundialmente para la buena práctica en el diseño y construcción de edificaciones de concreto reforzado, por lo cual es incorporado por ley en reglamentos de construcción de las diferentes naciones de latinoamérica que sí tienen una connotación legal. En su edición de 1989, sirvió de modelo a la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RSEC. El Código ACI ha tenido muchos cambios desde la edición de 1989, los que se han publicado en las ediciones de 1995 y 1999, 2002 siendo la versión más reciente a la que se tuvo acceso la del año 2005.

De este modo un análisis histórico que intente describir el desarrollo de una ciencia tendrá entre sus objetivos la obtención de conclusiones tanto respecto a las características teóricas de la rama de la ciencia que se estudie, como respecto a las formas de organización y comunicación científica en que ha germinado dicha ciencia, y respecto a las condiciones y necesidades sociales que hicieron posible su despegue, y las formas (técnicas) que reviste la explotación social del progreso teórico.

Por todo lo anteriormente descrito, se justifica el proyecto desde los siguientes puntos de vista:

- a) Desde el punto de vista teórico: este proyecto permitirá recabar y plasmar

teóricamente las normas y procedimientos actuales y su evolución con el transcurrir del tiempo.

b) Desde el punto de vista técnico, el proyecto aportará como beneficio la divulgación de las normas y procedimientos aplicados actualmente, como la teoría de los esfuerzos de agotamiento resistente, a ser utilizados por estudiantes y profesionales en el diseño de elementos de concreto armado.

c) Desde el punto de vista social, el proyecto es relevante en el área de Ingeniería Civil, porque permite tener a mano herramientas normativas para lograr optimizar el proceso de diseño de elementos de concreto armado, propicio para que sea utilizado por estudiantes, confiriéndole a las estructura de edificaciones un grado adicional en la seguridad de los elementos de concreto armado que la conforman.

Sin embargo las metodologías y normas aplicables al diseño de elementos de concreto armado han evolucionado en el tiempo, representando actualmente mayores márgenes de seguridad ante esfuerzos no considerados actualmente, como los generados por cargas accidentales como el sismo.

1.4 Alcance de la investigación

Con este proyecto, se pretende describir los procedimientos utilizados actualmente en el diseño de elementos estructurales de concreto armado, así como las teorías utilizadas y los parámetros de cálculo que intervienen en ellas.

1.5 Delimitaciones de la investigación

1.5.1 Delimitación temporal

El presente trabajo de investigación se realizará durante el período comprendido entre el 01 de junio de 2022 y 31 de agosto de 2022.

1.5.2 Delimitación espacial

A pesar que el desarrollo del trabajo de investigación es completamente teórica, la obra tomada como modelo para ejemplificar el proceso de cálculo originalmente se encontraba en la Calle Caracas, Parroquia Catedral de Ciudad Bolívar en el Municipio Angostura del Orinoco del Estado Bolívar, de donde se obtendrán los datos de la obra a ejecutar cuyos análisis se realizarán en oficina.

1.6 Limitaciones de la investigación

El proyecto presenta limitaciones relacionadas en:

- Falta de una Biblioteca que contengan textos y normas específicas sobre el diseño de elementos de concertó armado, teniendo que recurrir mayormente a la información disponible en la red.
- Falta de laboratorios de ensayos disponible para estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil en el Núcleo Bolívar de la Universidad de Oriente.

CAPÍTULO II

GENERALIDADES

2.1 Descripción

Serlab, c.a., empresa multinacional destinada a la distribución y mercadeo de productos farmacéuticos e insumos para laboratorios médicos, con una amplia red a nivel nacional de oficinas, lleva adelante la ampliación de su capacidad de almacenamiento de productos, mediante la construcción de edificaciones destinadas al uso de depósitos y oficinas, en la Calle Caracas, en la zona del Jardín Botánico del Orinoco, en Ciudad Bolívar, Municipio Angostura del Orinoco del Estado Bolívar. Por eso encargó a profesionales de la región la realización del proyecto estructural en concreto reforzado y en estructura metálica, para realizar un estudio de costos y seleccionar la opción más conveniente a los intereses de la empresa.

La opción seleccionada por la empresa fue la de estructura metálica, desechando el correspondiente a estructura de concreto armado, principalmente por el costo, el lapso de ejecución y la menor mano de obra utilizada.

El planteamiento estructural en concreto armado proporciona las bases necesarias para realizar un análisis de la teoría utilizada para el diseño de los elementos estructurales que la conforman.

La necesidad de comprender la evolución de las diferentes teorías que a través del tiempo han sido aplicadas en el campo de diseño de los elementos estructurales de concreto armado, permite establecer sus diferencias y similitudes, así como su influencia en la determinación de la cantidad de acero que conforma el refuerzo, que es un elemento significativo en la estimación de los costos de construcción.

Esto ha motivado el presente trabajo de investigación, sobre los procedimientos utilizados por las diferentes teorías para la determinación del área de acero longitudinal de la sección transversal de un elemento estructural tipo viga, sometido a esfuerzos producidos por las cargas permanentes, las cargas variables y el efecto de eventos accidentales como el sismo, partiendo de la información suministrada del proyecto no seleccionado suministrado por el proyectista de la obra.

2.2 Ubicación Geográfica del área en estudio

Las oficinas administrativas y depósitos de la empresa Serlab, c.a., se encuentran ubicadas en la calle Caracas, en el centro de la ciudad, en las inmediaciones del Jardín Botánico del Orinoco, en el sector el Merecure de Ciudad Bolívar, Parroquia Catedral, Municipio Angostura del Orinoco del Estado Bolívar.

UBICACION RELATIVA NACIONAL

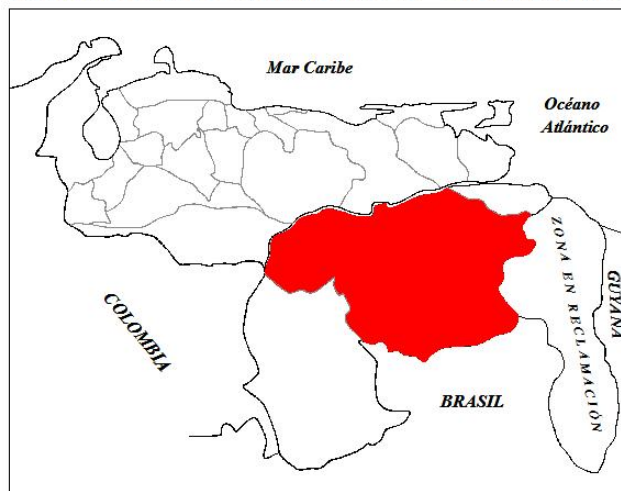


Figura 2.1 Ubicación Relativa del Estado Bolívar.

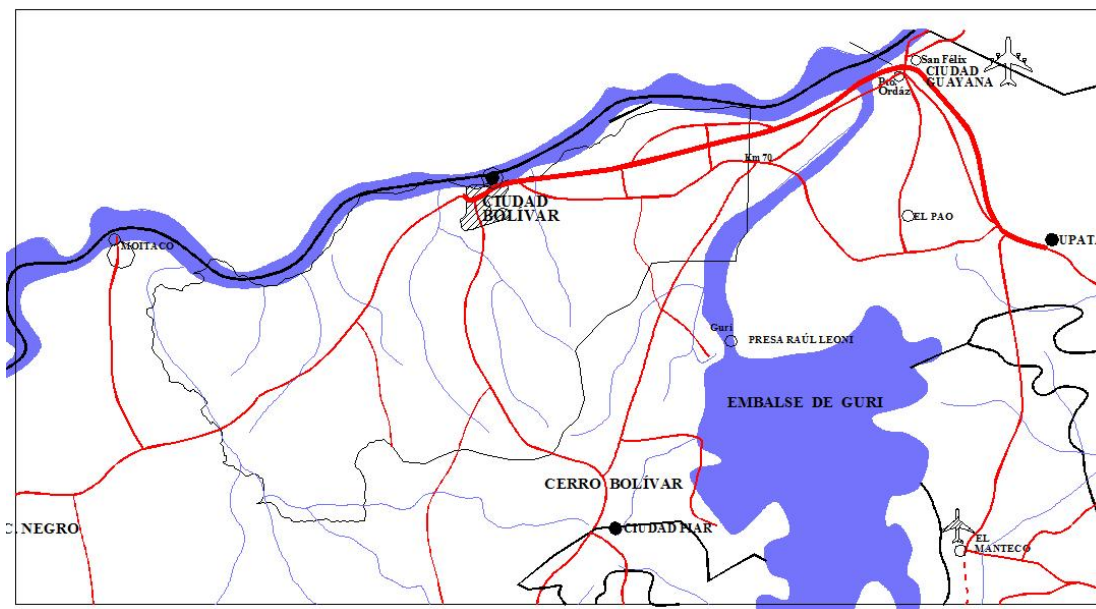


Figura 2.2 Ubicación de Ciudad Bolívar dentro del ámbito regional.

El área en estudio se encuentra ubicada en la calle Caracas del sector El Merecure, en la Parroquia Catedral de Ciudad Bolívar en el Municipio Angostura del Orinoco en las siguientes coordenadas UTM:

Tabla 2.1 Ubicación UTM del Área en estudio

POSICIÓN DE REFERENCIA			
	Vértice	Norte	Este
Coordenadas	V ₁	900.340	440.777

2.3 Acceso al área de estudio

El acceso al área de estudio se realiza desde el norte a través de la Calle Caracas, desde el Paseo Orinoco y desde el sur, a través de la misma calle desde las avenidas Germania y 5 de Julio.

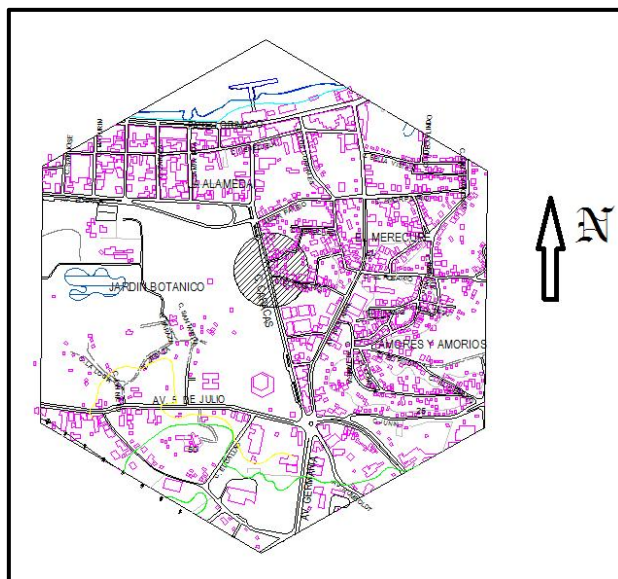


Figura 2.3 Acceso al área de estudio “Empresa Serlab, c .a..”

2.4 Uso de la edificación proyectada

La estructura considerada en la presente investigación se encuentra destinada a depósito de mercancía seca en planta baja y uso de oficinas en la planta alta.

La edificación es regular conformada por losa nervada de concreto armado con bloques de relleno de arcilla, vigas y columnas de concreto, apoyada sobre losa de fundación.

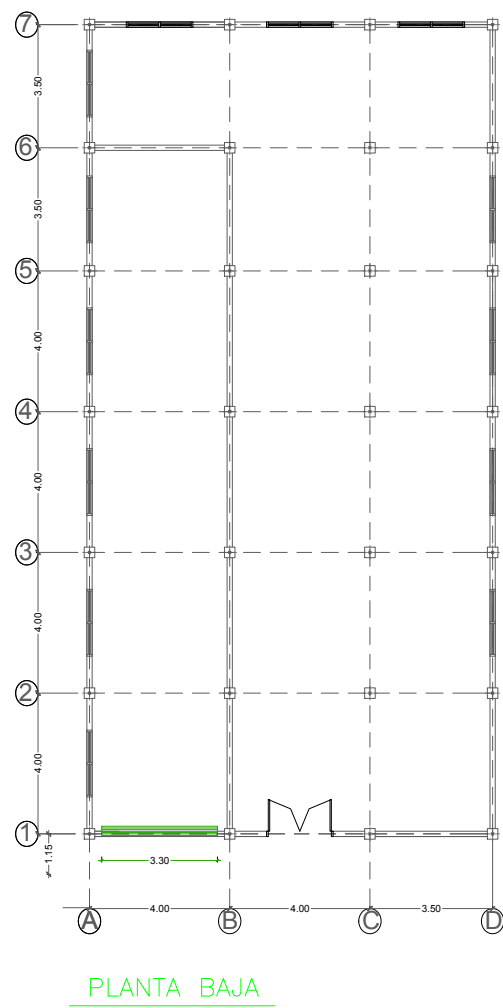


Figura 2.4 Distribución Planta Baja edificio "Serlab"

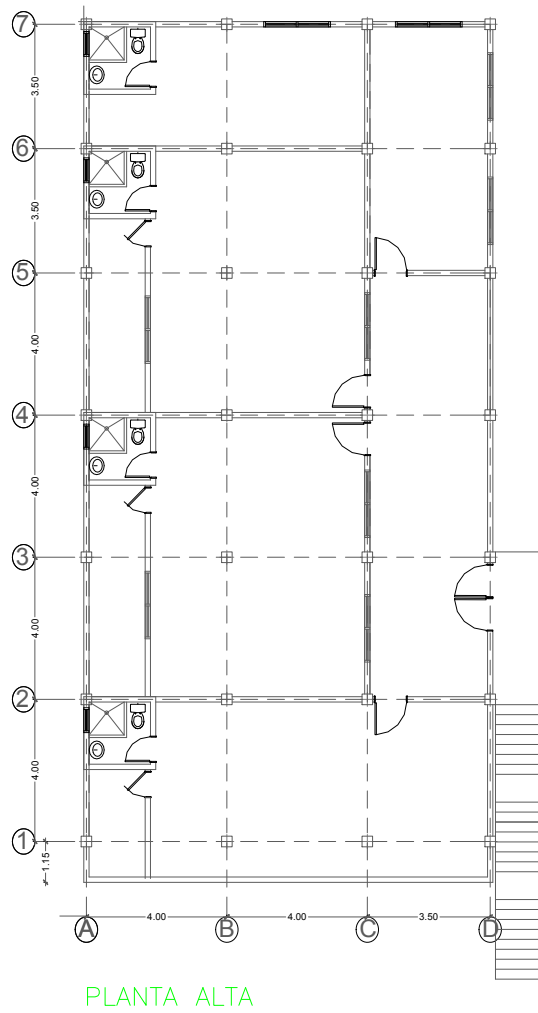


Figura 2.5 Distribución Planta alta edificio “Serlab”

2.5 Características físicas del suelo

La Geología del área de estudio se localiza en el Escudo de Guayana, específicamente al norte del Cinturón Granítico de la Provincia de Imataca, conformada por una llanura aluvial en la franja paralela al Río Orinoco.

Localmente en el área se distinguen tres unidades litológicas, representadas de más antigua a más joven por el Complejo de Imataca, que conforman colinas redondeadas sobre las cuales está ubicado el Casco Histórico, la Formación Mesa que produce un paisaje de pendientes suaves, y los sedimentos recientes.

El suelo en el área de estudio se encuentra constituido por rocas ígneas de la Sierra Imataca, correspondiente al basamento del Escudo de Guayana y a los cuales se les asigna una edad precámbrica, y por rocas sedimentarias pertenecientes a la formación mesa de edad plioceno - pleistoceno.

La ciudad presenta una gran estabilidad tectónica, porque está ubicada sobre las rocas ígneas del escudo Guayanés, que corresponden al Precámbrico, las formaciones geológicas más antiguas y estables de nuestro planeta.

La geología local de la ciudad se encuentra bajo el Complejo Geológico de Imataca, la Formación Mesa y los Sedimentos o Aluviones Recientes.

Bajo condiciones de abundantes precipitaciones periódicas, la formación ha sido erosionada para formar cadenas espectaculares de cárcavas. “Los sedimentos y Aluviones Recientes, son sedimentos con una constitución limo-areno-arcillosa, bastantes sueltos y sumamente porosos. Estos son arrastrados y depositados por las aguas de escorrentía, el viento y los ríos urbanos de la ciudad, constituyendo geomorfológicamente planicies aluvionales que representan las áreas de inundación de las cuencas urbanas de Ciudad Bolívar.

Los suelos pueden ser considerados suelos orgánicos sueltos con un espesor mayor a 15 metros de profundidad sobre el manto rocoso, los cuales se clasifican para valores de aceleración horizontal (A_0) en (S_4).

CAPITULO III

MARCO TEÓRICO

3.1 Antecedentes de la investigación

Luis Alvarado, Santos Pineda y Joaquín Ventura (2004), realizaron su trabajo de grado para optar por el título de Ingeniero Civil, ante la Universidad de El Salvador, titulado “Diseño de Elementos Estructurales en Edificios de Concreto Reforzado” el cual pretende introducir al docente y estudiantes de los cursos que tratan sobre el diseño de estructuras, al estudio y aplicación de los requisitos generales y específicos del código de diseño “BuildingCodeRequirementsforStructural Concrete (ACI 318-02)” del American Concrete Institute, para el diseño de los elementos estructurales comunes en edificios.

Por otro lado, Bravo, Jaime (1982), realizó una tesis de grado para la obtención de título de Doctor titulado “Cálculo de Estructuras y Resistencia de Materiales. Origen y Desarrollo Histórico de los Conceptos Utilizados”. Donde expresa lo siguiente:

La teoría de la resistencia de materiales y del cálculo de estructuras es hoy una teoría altamente elaborada, contrastada experimentalmente en sus aplicaciones, con un alto nivel de coherencia interna, y de gran utilidad práctica.

En su formulación se utilizan expresiones formales (matemáticas) que ligán entre sí gran número de términos teóricos, unos correspondientes a comportamientos observables experimentalmente (deformación...), otros sólo determinables a través de los efectos que, siempre según la teoría, pueden producir (fuerza o momento...). La articulación de la teoría, su posibilidad de ser desarrollada, la posibilidad de pensar teóricamente sobre los fenómenos que la teoría pretende describir y predecir se basa en gran medida en el contenido y la precisión de los conceptos que se utilizan en ella. Sin embargo dichos contenido y precisión son productos

históricos: todos los conceptos, nacidos con un apreciable margen de ambigüedad han ido precisándose a lo largo de años, mediante su utilización en contextos teóricos diferentes, al enfrentarse con éxito o sin él a las necesidades teóricas y prácticas aparecidas a lo largo de un amplio período histórico.

3.2 Bases Teóricas

En la práctica corriente del estudio del concreto armado se han generalizado dos teorías, que parten del análisis de diferentes estados de carga y estas son:

- **Teoría elástica:** llamada también teoría clásica, que estudia las relaciones entre las cargas de trabajo y los esfuerzos que producen. Considerando que el concreto trabaja dentro de su estado elástico (Estado I).
- **Teoría plástica:** el estudio del comportamiento cerca de la ruptura. Debido a que su extensión toma muy en cuenta la formación de fallas localizadas, conocidas como articulaciones plásticas.

3.2.1 Teoría de cálculo elástica (Teoría Clásica)

Esta Teoría se basa como muchos saben en la Ley de Hooke. Ella considera un efecto elástico en el Concreto (aun cuando sabemos que el Concreto no lo es. Por el contrario es inelástico según estudios de laboratorio); para a partir de un análisis lineal predecir el comportamiento de un miembro estructural cuando es sometido a una sollicitación específica. Ella condiciona a los elementos de concreto a permanecer en el rango elástico para el análisis de cargas.

Los elementos mecánicos producidos en los distintos elementos por las sollicitaciones de servicio o de trabajo se calculan por medio de un análisis elástico. Se determinan después los esfuerzos en las distintas secciones debido a los elementos mecánicos, por métodos también basados en hipótesis elásticas. Los esfuerzos de

trabajo así calculados, deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables, el método es razonable en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico.

Para hablar de las ventajas y desventajas de la Teoría de Cálculo estructural Clásica, debemos señalar que hoy en día esta Teoría se utiliza limitadamente en casos de fundaciones o edificaciones especiales tipo instalaciones químicas, nucleares o militares. Mediante la Teoría Clásica, se supone la hipótesis que el Concreto puede o no aportar tracción, y los agrietamientos son insignificantes. Como principal acción a favor está el hecho de que la misma, con el artificio del análisis lineal del Concreto, simplifica los cálculos y facilita el diseño estructural. Durante muchos años, dada esta practicidad, esta Teoría fue utilizada por muchos especialistas estructurales, ya que permitía convertir un material realmente heterogéneo en otro ideal homogéneo que cumplía con la ley de Hooke; transformándose de este modo un problema no lineal en otro lineal.

En el diseño por esfuerzos de trabajo, los elementos se dimensionan de manera que los esfuerzos en el acero y en el concreto, resultantes de cargas normales de servicio, estén dentro de unos límites especificados. Estos límites son conocidos como esfuerzos admisibles, y son apenas fracciones de los esfuerzos de falla de los materiales (por ejemplo, para el concreto $\sigma_c = 0,45 f'_c$, para el acero $\sigma_s = 0,60 f_y$). En este método todos los tipos de carga se tratan de la misma manera sin importar qué tan diferentes sean su variabilidad individual y su incertidumbre. Asimismo, los esfuerzos se calculan para el rango elástico de deformación. En cuanto a las deflexiones y el agrietamiento, se consideran comúnmente sólo en forma implícita a través de los límites impuestos a los esfuerzos producidos por las cargas de servicio.

Tabla 3.1 Combinación de carga Teoría Clásica (Cargas de Trabajo)

$L_s = CP$
$L_s = CV + CVt$
$L_s = (CP + CF + CT) + (CV + CE) + CVt$
$L_s = CP + CV \pm 1,3 W$
$L_s = 0,9 CP \pm 1,3 W$
$L_s = CP + CV \pm 0,7 S$
$L_s = 0,9 CP \pm 0,7 S$
$L_s = 0,9 CP \pm CE$

3.2.2 Teoría de cálculo plástica (Rotura)

Esta teoría, representa uno de los adelantos en la Ingeniería Estructural actual. Se refiere a las máximas solicitaciones que puede resistir un miembro estructural o estructura sin perder su capacidad resistente y provocar por ende pérdidas materiales y humanas por colapso. La teoría de Estados Límites, permite calcular para obtener los Estados Límites Últimos (ELU) o Estados Límites de Servicio (ELS). Su relación matemática viene dada por una Magnitud (M) y su fundamento está sustentado en la acción de que un Miembro o Estructura es segura siempre que el Valor de las Magnitudes Últimas (Mu) no supere el valor de las Magnitudes Críticas (Md).

Eduardo Arnal (1963) expone “El estudio del comportamiento cerca de la ruptura, que se ha dado por llamar teoría plástica, debido a que su extensión toma muy en cuenta la formación de fallas localizadas, conocidas como articulaciones plásticas”.

Arnal Continúa diciendo “El estudio de esa capacidad última de carga es el

objeto de la llamada teoría plástica, cuyo desarrollo inició GaborKazinczy en 1914 y han continuado Whitney, Salinger, Melan y Guerrin entre muchos otros”.

En el diseño por resistencia, se dimensionan los elementos y se proporciona la cantidad de refuerzo de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera actúen en la realidad durante la vida útil de la estructura. La resistencia de los elementos estructurales es calculada para un nivel de esfuerzos cercanos a un estado de falla inminente, considerando el comportamiento inelástico de los materiales componentes. Además, las resistencias nominales son afectadas por factores de reducción de resistencia, que dependen del tipo de resistencia considerada (flexión, cortante, torsión, etc.). Las cargas de servicio se multiplican por factores de carga que se ajustan para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga. Las deflexiones y grietas son controladas y mantenidas dentro de valores límite.

En la edición de 1956, el código ACI 318 incluyó el diseño por resistencia última a manera de apéndice. Ya en 1963, este método se abordó en el cuerpo principal del código, junto al método de esfuerzos de trabajo. Pero fue la edición de 1971 la primera en basarse por completo en el método por resistencia para dimensionar los elementos de concreto reforzado, con excepción de una pequeña sección dedicada a lo que se llamó “Método Alternativo de Diseño”. En la edición de 1977, el Método Alternativo de Diseño fue relegado como apéndice (sin pérdida de carácter legal). El método alternativo se preservó en todas las ediciones desde 1977 a 1999, siempre como apéndice.

Donde (U) representa la resistencia requerida a momento flector (M_u), a carga axial (P_u), a fuerza cortante (V_u) o cualquier otra carga, los cuales provienen de la mayoración de la combinación de cargas permanentes (D), variables (L), sismo (S),

viento (W) , empuje de tierras (H) , presión lateral de líquidos (F) y la debido a retracción y cambios de temperatura (T).

Tabla 3.2 Tabla de factores de mayoración Teoría de Rotura

$U = 1,4 D + 1,7 L$	Carga Permanente + Carga Variable
$U = 0,75 (1,4 D + 1,7 L \pm 1,9 S)$ $U = 0,9 D \pm 1,4 S$	Carga Vertical $\pm$ Sismo
$U = 0,75 (1,4 D + 1,7 L + 1,7 W)$ $U = 0,9 D + 1,3 W$	Carga Vertical + Viento
$U = 1,4 D + 1,7 L + 1,7 H$ $U = 0,9 D + 1,7 H$	Carga Vertical + Empuje de Tierras
$U = 1,4 D + 1,7 L + 1,4 F$ $U = 0,9 D + 1,4 F$	Carga Vertical + Presión de líquidos
$U = 0,75 (1,4 D + 1,7 L + 1,4 T)$ $U = 1,4 (D + T)$	Carga Vertical + Temperatura

Debido a los requisitos establecidos en los reglamentos de construcción más recientes de los Estados Unidos, en los cuales las cargas sísmicas se calculan para cargas según niveles de resistencia, y no permiten el uso del método alternativo del ACI 318 para las combinaciones de carga que incluyen sismo o sus efectos, el método alternativo fue borrado de la edición 2002 del código.

Los Estados Límites Últimos, representan el cálculo más riguroso que puede

realizarse a nivel estructural (ACI 318-SUS14), ya que el engloba los mayores esfuerzos que puede resistir una estructura antes de su colapso.

Mientras que los estados Límites por Servicio se refiere a aquellas solicitaciones que puede resistir la estructura afectando solo su funcionabilidad sin comprometer la integridad estructural de la misma.

3.2.2.1 Definición de Estado Límite

Toda estructura debe reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con objeto de que pueda rendir el servicio para el que ha sido proyectada.

Se denominan Estados Límites aquellas situaciones tales que, al ser rebasadas, colocan a la estructura fuera de servicio, los cuales pueden clasificarse en:

- **Estados límites últimos:** estos son los que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura.
- **Estados límites de utilización o estados límites de servicio:** corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura.

3.2.2.2 Los Estados Límites Últimos

Se relacionan con la seguridad de la estructura y son independientes de la función que ésta cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura y son los de:

- **Equilibrio:** caracterizado por la pérdida de estabilidad estática (vuelco, deslizamiento, subpresión, etc.). Se estudia a nivel de estructura o del sistema estructural completo.

- **Agotamiento:** caracterizado por el agotamiento resistente de una o varias secciones críticas, sea por rotura o deformación plástica excesiva. Se estudia a nivel de sección del elemento estructural.
- **Pandeo:** si el pandeo es en un elemento de la estructura o en toda la estructura en su conjunto, se estudia en ese elemento y en la totalidad de la estructura.
- **Fatiga:** caracterizado por la rotura de uno varios elementos de la estructura, por efecto de la fatiga bajo la repetición de cargas y se estudia a nivel de la sección del elemento.

En las estructuras de concreto armado debe además considerarse los estados límites últimos de:

- **Adherencia:** caracterizada por la rotura de la adherencia entre las armaduras de acero y el concreto que las rodea.
- **Anclaje:** se caracteriza por la cedencia de un anclaje y se estudia en forma local en las zonas de anclaje.

3.2.2.3 Los Estados Límites de utilización o servicio

Se relacionan con la funcionalidad, estética y durabilidad de la estructura y dependen de la función que esta debe seguir, siendo los más importantes en las estructuras de concreto armado los de:

- **Deformación excesiva:** se caracterizan por alcanzar un determinado desplazamiento excesivo (flechas, giros) en un elemento de la estructura. Se estudia a nivel de toda la estructura y de los elementos que la conforman.

- **Fisuración excesiva:** se caracteriza por que la abertura máxima de las fisuras en un elemento estructural alcance determinado valor límite, en función de las condiciones ambientales y de las limitaciones de uso que correspondan. Se estudia a nivel de la sección.
- **Vibraciones excesivas:** se caracteriza por la producción en la estructura de vibraciones de una determinada frecuencia o amplitud. Se estudia a nivel de la estructura o elemento estructural.

“En general, los ELS se refieren a situaciones solventables, reparables o que admiten medidas paliativas o molestias no-graves a los usuarios. El que un ELS sea rebasado no reviste la misma gravedad que el que un ELU se sobrepasado. En los cálculos de comprobación de los ELS se emplean márgenes de seguridad más moderados que en los ELU”.

3.2.2.4 Clasificación de los Estados límites

Solicitaciones de los Estados Límites de Agotamiento Resistente

La norma COVENIN 1753-1 establece lo siguiente:

Las Solicitaciones sobre la estructura, sus miembros y juntas para el Estado Límite de Agotamiento Resistente, U, se determinarán con base en la hipótesis de solicitaciones que produzcan el efecto más desfavorable, el cual puede ocurrir cuando una o más solicitaciones están actuando simultáneamente. Cuando la sollicitación pueda cambiar de sentido, se tendrán en cuenta en todas las combinaciones posibles, cambiando los signos de manera consistente.

Figura 3.3 Combinación de mayoración de cargas de la teoría del Estado Límite de Agotamiento Resistente

$U = 1,4 (CP + CF)$
$U = 1,2 (CP + CF + CT) + 1,6 (CV + CE) + 0,5 CVt$
$U = 1,2 CP + 1,6 CVt + (\gamma CV \text{ ó } \pm 0,8 W)$
$U = 1,2 CP \pm 1,6 W + \gamma CV + 0,5 CVt$
$U = 1,2 CP + \gamma CV \pm S$
$U = 0,9 CP \pm 1,6 W$
$U = 0,9 CP \pm S$
$U = 0,9 CP \pm 1,6 CE$

Donde:

- CP Acciones o solicitaciones debidas a las cargas permanentes.*
- CV Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables.*
- S Solicitaciones o efectos debidos a las acciones sísmicas.*
- CE Acciones o solicitaciones debidas al empuje de tierras u otros materiales, incluyendo la acción del agua contenida en los mismos.*
- W Acciones o solicitaciones debidas al viento.*
- CVt Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables en techos y cubiertas.*
- CF Acciones o solicitaciones debidas al peso y a la presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.*
- CT Acciones o solicitaciones debidas a cambios de temperatura, fenómenos reológicos como la fluencia y la retracción de fraguado, y asentamientos diferenciales.*

El factor de combinación de solicitaciones (γ) debido a las acciones variables será de 1,00, excepto en pisos y terrazas de edificaciones destinadas a vivienda, que se tomará como 0,50.

Tabla 3.4 Factores de minoración de la resistencia teórica (LRFD 1987-2005)

FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA (ϕ) MÉTODO DEL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE		
RESISTENCIA TEÓRICA	FACTOR DE MINORACIÓN (ϕ) LRFD 2005	FACTOR DE MINORACIÓN (ϕ) ROTURA 1987
Flexión o flexión simultánea con fuerzas axiales		
a) Secciones controladas por compresión		
a.1) Miembros zunchados mediante refuerzo helicoidal continuo.	0,70	0,75
a.2) Miembros con ligaduras cerradas como refuerzo transversal	0,65	0,70
b) Secciones controladas por tracción del acero.	0,90	0,90
c) Secciones en la zona de transición entre el control por compresión y el control por tracción.	Ver Nota	Ver Nota
d) Flexión en ménsulas, consolas y soportes similares	0,75	0,75
Corte y Torsión		
e) Excepto para el diseño de cualquier muro del sistema resistente a sismos cuando su resistencia al corte de cedencia del acero del refuerzo longitudinal.	0,75	0,85
f) En los nodos y las vigas de acoplamiento reforzadas con grupos interceptados de barras en diagonal.	0,60	0,60
g) En los diafragmas, (ϕ) no necesita ser menor que el menor factor de minoración por corte aplicado a la resistencia de los componentes verticales del sistema resistente a sismo.	0,85	0,85
Aplastamiento del Concreto		
h) Excepto en anclajes postensados y en el método de las Bielas.	0,65	0,70
El factor de minoración de la resistencia (ϕ) puede incrementarse o interpolarse linealmente. Para secciones en las cuales la deformación unitaria por tracción en el acero (ϵ_s) bajo la resistencia teórica, se encuentra en la zona de transición entre secciones controladas por compresión y controladas por tracción.		

3.2.2.5 Solicitaciones de los Estados Límites de Servicio

La norma COVENIN 1753-1 establece lo siguiente:

Además de cumplir con el Estado Límite de Agotamiento Resistente, la estructura y sus componentes se proyectarán para que tengan la rigidez adecuada para limitar las flechas, deformaciones, vibraciones y fisuración que puedan afectar desfavorablemente la resistencia, el comportamiento en condiciones de servicio y la durabilidad para el uso previsto de la construcción.

Figura 3.5 Combinación de mayoración de cargas de la teoría del Estado Límite de Servicio

$L_s = CP$
$L_s = CV + CVt$
$L_s = (CP + CF + CT) + (CV + CE) + CVt$
$L_s = CP + CV \pm 1,3 W$
$L_s = 0,9 CP \pm 1,3 W$
$L_s = CP + CV \pm 0,7 S$
$L_s = 0,9 CP \pm 0,7 S$
$L_s = 0,9 CP \pm CE$

3.2.3 Determinación de las cargas permanentes (CP)

Las acciones permanentes son las que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como las cargas debido al peso propio de los componentes estructurales y no estructurales como las vigas, columnas, losas, pavimentos, rellenos, paredes, tabiques, frisos, instalaciones fijas, etc. Igualmente el empuje estático de líquidos y tierras que tengan un carácter permanente, las deformaciones y desplazamientos impuestos por el efecto de la pretensión, los debido a desplazamientos diferenciales permanentes de los apoyos, las acciones reológicas y de temperatura permanentes, etc.

3.2.3.1 Pesos de la Tabiquería

La norma COVENIN(2002-88) sobre Criterios y Acciones las acciones mínimas para el Proyecto de Edificaciones establece que cuando el peso de los tabiques que actúa sobre las losas o placas no excede de 900 kgf/m , puede estimarse su influencia como una carga equivalente, uniformemente distribuida, igual al peso de los tabiques dividido entre el área del panel de losa o placa sobre la cual actúa. Por otro lado cuando en los edificios la posición y el tipo de los tabiques no se encuentren definidos, se deberá tener en cuenta un valor estimado para la carga de la tabiquería, calculada en base a una distribución y peso unitario de los tabiques. La carga distribuida equivalente no será menor de 150 kgf/m^2 sobre la losa o placa.

Por Otro lado Rodolfo Osers (1988) expresa que el peso de paredes expresadas en kgf/m^2 de la superficie del piso, se establece en una suposición de paredes cada $3,60 \text{ mts}$ en cada sentido y en entrepiso de $2,50 \text{ mts}$ de altura, lo que representa aproximadamente $1,40 \text{ m}^2$ de pared por cada m^2 de piso, o se puede calcular en forma general en base a la densidad media de 1400 kgf/m^3 , o promedio de 200 kgf/m^2 de aquel piso que tenga paredes.

Tabla 3.6 Pesos Equivalentes de Tabiquerías sobre la superficie del piso (Rodolfo Osers)

Espesor (cm)	Bloques de Arcilla		Bloques de Concreto		Ladrillos	
	Sin friso	Con friso	Sin friso	Con friso	Sin friso	Con friso
6	---	---	---	---	130	210
10	100	180	170	250	---	---
12	120	200	190	270	250	330
15	150	230	210	290	---	---
20	200	280	280	360	---	---
25	250	330	---	---	500	580

3.2.3.2 Peso de las losas para entrepisos y techos

La losas son amplias superficies planas, generalmente horizontales, cuyas superficies superior e inferior son paralelas entre sí. Se encuentran apoyadas sobre vigas vaciadas generalmente en forma monolítica al tratarse de estructuras de concreto, también pueden encontrarse apoyadas sobre estructuras metálicas y muros de concreto o mampostería.

Entre ellas se pueden mencionar las losas macizas, las nervadas armadas en una o dos direcciones y las losas reticulares.

- **Losas macizas:** Las cargas permanentes de los entrepisos formados por losas macizas. Armadas en una o dos direcciones, se calculará multiplicando su espesor por el peso unitario del concreto armado.
- **Losas reticulares:** Las cargas permanentes de los entrepisos formados por losas reticulares se calcularán teniendo en consideración las separaciones y anchos de los nervios, el espesor de las alas y la altura total de la losa, incluyendo los elementos prefabricados si los hubiere (bloques huecos de arcilla o concreto, formaletas metálicas o plásticas, etc.)
- **Losas nervadas:** Se encuentran conformados por los entrepisos nervados

formados por loseta superior de **5 cm** de espesor, nervios de 10 cm de ancho con separación de **50 cm** de eje a eje y rellenos de bloques de arcilla o de concreto de agregados livianos.

Tabla 3.7 Pesos unitarios de losas nervadas

Losas Nervadas	Espesor Total cm	Peso Kgf/m²
Armadas en una dirección	20	270
	25	315
	30	360
	35	415
Armadas en dos direcciones	20	315
	25	375
	30	470
	35	510

Tabla 3.8 Pesos unitarios de Revestimiento de techos

REVESTIMIENTO DE TECHOS	Kgf/m²
Tejas curvas de arcilla sin mortero de asiento	50
Tejas curvas de arcilla con mortero de asiento	100
Tejas de cemento	60
Tejas Asfálticas	8
Machihembrado sobre correas de madera	50
Cielos rasos colgantes de paneles livianos	20
Acabado de gravilla	60
Acabado de panelas	80
Fieltro con emulsión asfáltica por cada capa	5
Manto asfáltico 2 mm	3

Manto asfáltico 3 mm	4
Manto asfáltico 4 mm	5
Manto asfáltico 5 mm	6

Tabla 3.9 Pesos unitarios de Frisos y Revestimiento de Pisos

REVESTIMIENTO DE PISOS	<i>Kgf/m²</i>
Baldosas vinílicas o asfálticas sobre capa de mortero de 2 cm.	50
Baldosas de Gres o cerámica sobre mortero de 3 cm de espesor.	80
Granito artificial con un espesor promedio de 5 cm.	100
Mármol de 2 cm sobre mortero de 3 cm.	120
Baldosas de parquet sobre mortero de 3 cm.	70

Tabla 3.10 Pesos unitarios de Frisos y Revestimiento de Paredes

FRISO Y REVESTIMIENTO DE PAREDES	<i>Kgf/m²</i> Por cada cm de espesor
Cal y cemento	19
Cal y yeso	17
Cemento	22
Cemento y yeso	19
Yeso	12
Porcelana	40
Gres	45

3.2.4 Determinación de las acciones variables (CV)

Las acciones variables son aquellas que actúan sobre la edificación con una magnitud variable en el tiempo y que se deben a su ocupación y uso habitual, como las cargas de personas, objetos móviles, vehículos, ascensores, maquinarias, grúas móviles, sus efectos de impacto, así como las acciones variables de temperatura y reológicas, y los empujes de líquidos y tierras que tengan un carácter variable.

3.2.4.1 Acciones variables verticales

- **Determinación de las cargas variables:** Las cargas variables se determinarán mediante estudios estadísticos que permitan describirlas probabilísticamente. Cuando no se dispongan de estos estudios o de una información más precisa, se podrán utilizar los valores mínimos indicados en el anexo A2, los cuales se encuentran organizados según los usos de la edificación y de sus ambientes.
- **Reducción de cargas variables según el número de pisos:** Las columnas, muros y fundaciones que reciben cargas verticales transmitidas por tres o más pisos no destinados a depósitos o garajes, podrán calcularse considerando una carga variable vertical reducida como se indica a continuación como se indica en la tabla 3.11.

Tabla 3.11 Factores de reducción de cargas variables verticales

Número de pisos, incluyendo el techo, soportados por el miembro en consideración	Carga variable vertical acumulada
1.....	CV
2.....	1.0 $\sum CV$
3.....	0.9 $\sum CV$

4.....	0.8	$\sum CV$
5.....	0.7	$\sum CV$
6.....	0.6	$\sum CV$
7 o más.....	0.5	$\sum CV$

- **Cargas verticales para azoteas y techos:** Las cargas variables verticales sobre azoteas y techos que se considerarán por metro cuadrado de proyección horizontal dependerán del tipo de techo o cubierta y de sus pendientes y se anexarán a las producidas por elementos apoyados o suspendidos del techo, y son independiente de las acciones sísmicas y eólicas.

Tabla 3.12 Cargas variables verticales para azotea techos

Características del techo	Carga variable vertical
Azoteas o terrazas destinadas a un uso determinado	Las correspondientes al uso, pero no menores a: 100 kgf/m^2
Techos inaccesibles, salvo con fines de mantenimiento.	Peso propio $< 50 \text{ kgf/m}^2$ 40 kgf/m^2
	Peso propio $\geq 50 \text{ kgf/m}^2$
Pendiente $\leq 15\%$	100 kgf/m^2
Pendiente $> 15\%$	50 kgf/m^2

3.2.4.2 Acciones variables accidentales de sismo

Las acciones accidentales son las que durante la vida útil de la estructura, tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia, solo durante breves lapsos de tiempo, como las acciones de sismo.

Las acciones accidentales de sismo son aquellas producidas por el

movimiento del terreno causado por sismos en la corteza terrestre y estas dependen de los espectros determinados en función de los valores máximos de una serie cronológica de desplazamientos, velocidades y aceleraciones en función de sus frecuencias o períodos, de acuerdo a lo estipulado en la norma Covenin 1756-02.

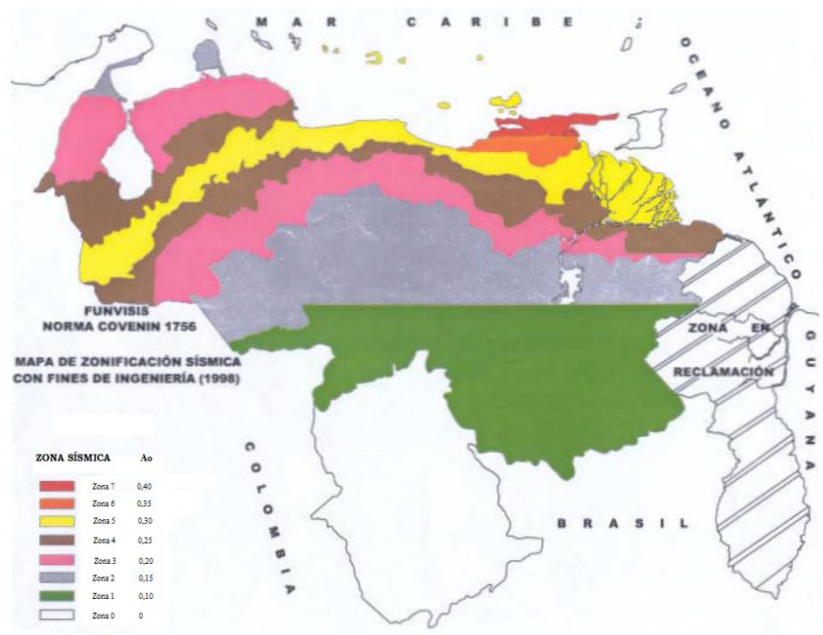


Figura 3.1 Mapa de Zonificación sísmica de Venezuela

Tabla 3.13 Coeficiente de Aceleración horizontal normalizada (A_0)

VALORES DE A_0

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A_0
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

La clasificación de la edificación la ubica dentro del grupo (B2):

Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el grupo B1, tales como:

- Viviendas
- Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles
- Bancos, restaurantes, cines y teatros
- Almacenes y depósitos

Tabla 3.14 Forma espectral y factor de corrección (φ) del suelo

FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN ϕ

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H _l	S2^(c)	0.65	S2	0.70

a) Si $A_o \leq 0.15$ úsese S4

b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_{sp} < 170$ m/s) debe ser mayor que $0.1 H$.

c) Si $H_l \geq 0.25 H$ y $A_o \leq 0.20$ úsese S3.

Tabla 3.15 Forma espectral y factor de corrección (ϕ) del suelo

VALORES DE T^* , β y p

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

3.2.5 Procedimiento de diseño de vigas por Teoría Clásica

Se determina la sección transformada equivalente

Se ha comprobado que bajo el comportamiento elástico de la sección y bajo la acción de las cargas de trabajo, el concreto sufre las mismas deformaciones que el acero longitudinal y debe cumplir:

$$f_s = f_c \cdot \frac{E_s}{E_c} \quad 3.1$$

Donde:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad 3.2$$

Considerando:

Profundidad específica del eje neutro

$$K = \frac{1}{\left(1 + f_s/n \cdot f_c\right)} \quad 3.3$$

Conociendo la profundidad del eje neutro, el brazo mecánico viene dado por:

$$jd = d - \frac{Kd}{3} \quad 3.4$$

Donde

$$j = 1 - \frac{K}{3} \quad 3.5$$

Siendo el coeficiente de resistencia del concreto

$$K_C = \frac{Kj}{2} \quad 3.6$$

Resistencia del concreto

$$R_C = K_C \cdot f_c \quad 3.7$$

Momento resistente de la sección transformada de concreto

$$M_O = R_C \cdot b \cdot d^2 \quad 3.8$$

Si el momento calculado es mayor al momento resistente la sección es doblemente armada ($M_C > M_O$)

Sección doblemente armada

$$As_1 = \frac{M_O}{f_s \cdot j \cdot d} \quad 3.9$$

$$As_2 = \frac{M_C - M_O}{f_s(d - d')} \quad 3.10$$

Se calcula f'_s

$$f'_s = 2 f_s \left(\frac{K - d'/d}{1 - K} \right) \quad 3.11$$

Si

$$f'_s < f_s$$

$$A'_s = \frac{f_s}{f'_s} \cdot A_{s2} \quad 3.12$$

Se determina el área de acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \quad 3.13$$

3.2.6 Procedimiento de Diseño por la Teoría de Agotamiento Resistente.

VALORES DEL FACTOR β_1

f'_c	β_1
$\leq 280 \text{ kgf/cm}^2$	0,85
$> 280 \text{ kgf/cm}^2$	$1,05 - f'_c / 1400 \geq 0,65$

El momento específico viene dado por:

$$\mu = \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2} = \phi w (1 - 0,59w) \quad 3.1$$

La cual podemos expresar como

$$0,531 w^2 - 0,9 w + \mu = 0 \quad 3.2$$

De donde obtenemos la cuantía mecánica (w)

Determinamos la cuantía mecánica balanceada (w_b)

$$w_b = \beta_1 \cdot \beta_3 \cdot \frac{6300}{(6300 + fy)} \quad 3.3$$

Por tratarse de un elemento sometido a la acción sísmica:

$$\frac{14}{f'_c} < w < 0,50 w_b \quad 3.4$$

Determinación del brazo mecánico (j_U)

$$j_U = 1 - \frac{\beta_2}{\beta_1 \cdot \beta_3} \cdot w \quad 3.5$$

Se compara (M_U) con el momento resistente de la sección (M_O)

El momento resistente de la sección corresponde al de la falla balanceada

$$\mu_O = \phi \cdot (0,50 w_b) \cdot (1 - 0,59 \cdot (0,50 w_b)) \quad 3.6$$

Siendo el momento resistente:

$$M_O = \mu \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \quad 3.7$$

Cálculo del área de acero:

$$A_s = \frac{M_U}{\phi \cdot f_y \cdot j_u \cdot d} \quad 3.8$$

3.3 Bases legales

El ACI (American Concrete Institute), es la mayor institución internacional sin fines de lucro dedicada a desarrollar, compartir y difundir el uso eficiente del cemento y el concreto mundialmente, con seriedad e independencia.

El código ACI 318 no es un documento oficial por sí mismo. Sin embargo es un documento reconocido mundialmente para la buena práctica en el diseño y construcción de edificaciones de concreto reforzado, por lo cual es incorporado por ley en reglamentos de construcción de las diferentes naciones de Latinoamérica que sí tienen una connotación legal.

Entre las bases legales nos encontramos en Venezuela se encuentra la norma Covenin 1753 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño”.

3.3.1 Objeto

Esta Norma establece los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional. Se aplica a todos los aspectos relativos al proyecto, construcción, inspección, supervisión, mantenimiento, evaluación, adecuación o reparación, así como también a las propiedades y aseguramiento de calidad de los materiales. Las obras temporales o provisionales deberán cumplir con las disposiciones de esta Norma.

3.3.2 Alcance

Cuando sea procedente, esta Norma o alguna de sus partes, se aplicará al proyecto, construcción, inspección, supervisión y mantenimiento de estructuras para silos, elevadores de granos, depósitos, estructuras a pruebas de explosivos, y otras obras civiles, sin perjuicio de otros criterios técnicos específicos para los fines de cada obra.

Quedan excluidas de esta Norma:

- Los concretos con pesos unitarios inferiores a 1400 kgf/m³.
- Los concretos con resistencia especificada en compresión mayores 600 kgf/cm².
- Los miembros expuestos a temperaturas superiores a los 100 °C.
- Las estructuras o miembros de concreto pre o postensado.
- Los sistemas estructurales constituidos por miembros prefabricados.

3.3.3 Organización

Esta Norma está constituida por el Articulado, sus Apéndices y el Comentario. Cuando los dígitos del Articulado aparecen subrayados éstos tienen comentario. En el Comentario, denotado por C, se encuentran razones, explicaciones adicionales y figuras que complementan el Articulado y ayudan a la interpretación y uso de esta Norma, incluyéndose referencias especializadas. Las Tablas y Figuras se identifican con los dígitos correspondientes a la división donde se citan.

Los Capítulos de la presente Norma se han agrupado en Partes, y cada Capítulo

comprende Artículos, Secciones, Subsecciones y Acápites identificados respectivamente con uno o más dígitos y letras.

3.4 Definición de términos básicos

- **Altura útil de la sección (d) (Effectivedepth of section):** es la distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tracción.
- **Carga de servicio (Service load):** es la carga especificada por el reglamento general de construcción sin el factor e carga.
- **Carga mayorada (Factored Load):** es la carga multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia contemplados en el reglamento ACI.
- **Concreto (Concrete):** mezcla de cemento pórtland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.
- **Estribo (Stirrup):** refuerzo empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural; por lo general barras, alambres o refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) ya sea sin dobleces o doblados en forma de L, de U o en formas rectangulares, y colocados perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal. (En inglés el término “stirrup” se aplica normalmente al refuerzo transversal de elementos sometidos a flexión y el término “tie” a los que están en elementos sometidos a compresión.)
- **Límite de la deformación unitaria controlada por compresión**

(Compressioncontrolledstrainlimit): deformación unitaria neta en tracción bajo condiciones de deformación unitaria balanceada.

- **Materiales Cementantes (Cementitiousmaterials):** materiales que tienen propiedades cementantes por sí mismos al ser utilizados en el concreto, tales como el cemento pórtland, los cementos hidráulicos adicionados y los cementos expansivos, o dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras puzolanas crudas o calcinadas, humo de sílice, y escoria granulada de alto horno o ambos.
- **Módulo de elasticidad (Modulus of elasticity):** relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.
- **Refuerzo corrugado (Deformedreinforcement):** barras de refuerzo corrugado, mallas de barras, alambre corrugado, refuerzo electrosoldado de alambre.
- **Resistencia a la fluencia (Yieldstrength):** resistencia a la fluencia mínima especificada, o punto de fluencia del refuerzo, la cual debe ser determinada de acuerdo con las normas ASTM.
- **Resistencia de diseño (Designstrength):** resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia (ϕ).
- **Resistencia nominal (Nominal strength):** resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia del reglamento ACI, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia. Se denomina “resistencia nominal” a la resistencia de la sección transversal de un elemento, calculada utilizando suposiciones y ecuaciones normales de resistencia,

usando los valores nominales (especificados) de las resistencias y dimensiones de los materiales. El subíndice n se emplea para denotar las resistencias nominales; resistencia nominal a la carga axial (P_n), resistencia nominal a momento (M_n) y resistencia nominal al cortante (V_n). La “resistencia de diseño” o resistencia utilizable de un elemento o una sección transversal es la resistencia nominal reducida por el factor de reducción de resistencia (ϕ).

- **Sección controlada por compresión (Compressioncontrolledsection):** sección transversal en la cual la deformación unitaria neta por tracción en el acero extremo en tracción, a la resistencia nominal, es menor o igual al límite de deformación unitaria controlado por compresión.
- **Sección controlada por tracción (Tensioncontrolledsection):** sección transversal en la cual la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, es mayor o igual que 0,005.

CAPITULO IV

METODOLOGÍA DEL TRABAJO

La intención del desarrollo de la metodología, es describir el proceso de diseño de elementos estructurales de concreto armado mediante la teoría elástica y la teoría plástica, analizando el proceso de evolución entre una y otra.

Para lo cual, el proyecto presenta la siguiente modalidad metodológica:

4.1 Nivel, diseño y eje temporal

4.1.1 Nivel de Investigación

El nivel de investigación se refiere al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto de estudio, ésta se clasifica en exploratoria, descriptiva y explicativa.

En cuanto al nivel de investigación, puede decirse que cuando el investigador construye un marco de referencia teórico y practico puede decirse que este primer nivel de conocimiento es exploratorio, el cual puede complementarse con el descriptivo, según lo que quiera o no el investigador.

Esta investigación es de tipo descriptiva, porque se realizó un estudio de los aspectos básicos del estudio de muestras y población para la elaboración de los proyectos de investigación, donde se describieron los elementos más característicos del objeto en estudio. La investigación descriptiva trabaja sobre realidades y sus características fundamentales que es precisamente la de prestar una interpretación correcta.

Arias, F (2006), define la investigación descriptiva: “como aquella que se orienta hacia la caracterización de un hecho, fenómeno o grupo con el fin de establecer su estructura o comportamiento.” (p.22).

4.1.2 Diseño de la Investigación

El diseño de la investigación, es la estrategia general que adopta el investigador para responder el problema planteado. En atención al diseño, la investigación puede clasificarse en: Documental, de Campo y Experimental.

La Investigación se considera documental, porque es un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónica.

Este estudio se ubicó en un diseño no experimental apoyado en una investigación documental de campo. La investigación del tipo documental p bibliográfica es aquella que se fundamenta básicamente en la recaudación y estudio de referencias en materiales impresos o de otro tipo de documentos.

De acuerdo con Sabino (1992):

El principal beneficio que el investigador obtiene mediante una indagación bibliográfica es que puede cubrir una amplia gama de fenómenos, ya que no solo tiene que basarse en los hechos a los cuales el mismo tiene acceso sino que puede extenderse para abarcar una experiencia mayor. Esta ventaja se hace particularmente valiosa cuando el problema requiere de datos dispersos en el espacio, que sería imposible obtener de otra manera (p. 90).

Para Hernández, Fernández y Baptista (2014) la investigación no experimental como “aquella que se realiza sin manipular deliberadamente variables. Lo que hacemos en la investigación no experimental es observar fenómenos tal como se dan en su contexto natural, para posteriormente analizarlos” (p. 149). Al mismo tiempo, Arias (2012) define la documental como: “búsqueda, recuperación, análisis, crítico e interpretación de datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresos, audiovisuales o electrónicos. Como en toda investigación, el propósito de este diseño es el aporte de nuevos conocimientos (p.27)

Se utiliza este diseño, para obtener datos, generar nuevos conocimientos que puedan ser analizados, logrando obtener conclusiones, resultados y recabar información pertinente para realizar diseños de elementos de concreto armado, aplicando la normativa existente en Venezuela.

4.1.3 Eje temporal

En la investigación longitudinal se obtienen los datos de la misma población en distintos momentos durante un periodo determinado, con el fin de examinar sus variaciones en el tiempo. Por lo tanto en relaciona con el tiempo o número de veces en que se obtiene información del objeto de estudio, la Investigación es considerada longitudinal.

4.2 Población y Muestra

4.2.1 Población

Arias (2012) define población como “un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las

conclusiones de la investigación. Ésta quedó delimitada por el problema y por los objetivos del estudio” (p.81). La población objeto de estudio se encuentra constituida por las diferentes normas y teorías establecidas actualmente y en el transcurso del tiempo para el diseño de elementos de concreto armado en el Continente Americano.

4.2.2 Muestra

La muestra de la investigación según Morales (1994), es el “subconjunto representativo de un universo o población”. En el caso del objeto de estudio, la muestra se encuentra representada por la evolución a través de tiempo de las normas del American Concrete Institute denominadas Requisitos de reglamento para Concreto Estructural (ACI-318) y de las normas homólogas venezolanas sobre Estructuras de Concreto Armado para Edificios, Análisis y Diseño (Covenin 1753).

4.3 Fases de la metodología de trabajo

La intención del desarrollo de esta metodología, es ofrecer un procedimiento sistemático, que permita con un plan de trabajo lógico y práctico, que permita realizar una investigación documental, desde el acopio de la información, hasta la elaboración de la monografía final, estableciendo las conclusiones y recomendaciones finales, sobre las metodologías y normas aplicables a elementos de concreto reforzado. Para ello, se pretende cumplir con las siguientes fases:

4.3.1 Fase I: Planeación del trabajo

En esta fase se recopiló toda la información bibliográfica existente sobre las diferentes teorías de diseño de elementos de concreto armado. Así mismo, se procedió con la revisión de normas nacionales e internacionales existentes a la fecha, y las cuales son vestigio de la evolución de las mismas en el tiempo. Se elaboró un

plan de trabajo para presentar el motivo de estudio, para luego realizar la selección de las áreas de interés.

4.3.2 Fase II: Investigación documental

Es esta fase, se realizó la exploración documental, buscando constituir un marco teórico de referencia, mediante el acopio de la información, organización y análisis de los datos obtenidos, aplicables al diseño de elementos estructurales de concreto reforzado en edificaciones.

4.3.3 Fase III: procesamiento, análisis de la información y resultados

En esta fase se realizó la transcripción y ordenamiento de la información, las cuales sirvieron como base para la elaboración de establecer los procesos y normativas aplicables para el diseño de elementos de concreto armado. En esta fase comprende el análisis e interpretación de los resultados de la aplicación de las diferentes metodologías existentes sobre el diseño de elementos de concreto armado, considerando las diferentes normativas aplicables y el desarrollo de la monografía final donde se presentan los resultados y los hallazgos sobre el tema.

4.3.4 Fase V: conclusiones y recomendaciones

Esta fase comprende la culminación de toda la metodología aplicada en el desarrollo de esta investigación documental para aportar un resumen de las diferentes metodologías aplicadas para el diseño de elementos de concreto reforzado en edificaciones, haciendo especial énfasis en las que establece la normativa venezolana para tal fin.

4.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

4.4.1 Técnicas de Recolección de Datos

Las técnicas de recolección de datos son aquellas que permiten obtener todos los datos necesarios para realizar la investigación del problema que está en estudio utilizando instrumentos que se diseñarán de acuerdo a la técnica a seguir.

Las técnicas que se utilizaron en la recolección de la información es el análisis documental, el cual se usó para obtener los conocimientos previos al estudio. Los instrumentos utilizados para la recopilación de la información será el fichaje, que sirve para registrar, ordenar y almacenar la información obtenida.

- Revisión bibliográfica: La revisión bibliográfica permitió extraer información de diversas fuentes bibliográficas. Para esta investigación se utilizaron trabajos de grado, internet, publicaciones, normas y libros.

- Consultas académicas: Es una herramienta que permite la recopilación de información, tanto virtual como escrita, por medio de consultas realizadas a tutores y personal expertos en la materia.

- Consultas y entrevistas no estructuradas para conocer la realidad sobre el tema planteado y su aplicación regional.

4.4.2 Instrumentos de Recolección de datos

Según Arias (2012) “Es cualquier recurso, dispositivo o formato (en papel o digital), que se utiliza para obtener, registrar o almacenar información” (p.54).

Libreta de anotaciones y lápiz: Utilizada para la anotación de la información recopilada en las entrevistas no estructuradas, para tomar en cuenta cada detalle de ella y no omitir ninguna información obtenida.

Personal Computer: Utilizada para poder acceder a cierta información digitalizada importante para la investigación, así como para el manejo de tablas y hojas de cálculo, con el objeto de facilitar la manipulación de la información.

4.4.3 Fuentes de información

La realización del presente trabajo requirió como fuente de información secundaria, su desarrollo se realizó a través de una revisión rigurosa y exhaustiva de los documentos relacionados con el área de estudio. Estos documentos fueron constituidos por textos impresos y digitales, normas y publicaciones reglamentarias de la ACI y COVENIN entre otras.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

5.1 Descripción de la evolución histórica de las teorías de cálculo de elementos estructurales de concreto reforzado.

El concreto es una piedra artificial obtenida cementando en una sola masa una mezcla de materiales inertes, conocidos con el nombre de agregados.

Los materiales cementantes son el cemento Portland y algunas veces los cementos de alúmina, los cuales gozan de la propiedad de endurecerse al cabo de algún tiempo de ser mezclados con agua.

El concreto, tal como lo usamos hoy en día se conoce desde el año 1756, en el que John Sweton lo usó para la construcción del faro de Eddystone, empleando cementante natural (puzzolana) y el uso del cemento Portland se remonta al año 1824, fecha en que John Aspdin patentó su proceso de fabricación.

Al ser sometido el concreto a esfuerzos entre el 40% y el 60% de la carga de ruptura de forma repetida no produce deformaciones acumulativas, por lo que convino en llamar a este valor como “límite elástico del concreto” y en el que se basa la primera teoría de cálculo conocida como Teoría Clásica.

Ya que el concreto posee buenas características de resistencia a la compresión, siendo mayor a la resistencia al cizallamiento y a la tensión.

La resistencia a la ruptura de un concreto, varía con las solicitaciones de carga a la que esté sometido, siendo estas las indicadas en la tabla 5.1:

Tabla 5.1 Relación de resistencia a la ruptura del concreto respecto a la compresión

Resistencia a la ruptura por compresión	100 %
Resistencia a la ruptura por cizallamiento	50% al 66%
Resistencia a la ruptura por flexión	16% al 20%
Resistencia a la ruptura por tensión	8% al 10%

De su poca resistencia a la tracción, nació la idea de reforzarlo con piezas de otro material, lo que hizo por primera vez Lambot en 1850 al construir un bote de concreto armado. Esta idea fue desarrollada por Wilkinson en 1854 y por José Monier, quienes fueron los primeros en utilizar varillas de acero para reforzar el concreto.

Experimentalmente se demostró la afinidad entre el hierro y el concreto ya que permitían desarrollar esfuerzos de adherencia, evitando el deslizamiento entre uno y otro, además de que los dos materiales cuentan con dilataciones parecidas (0,000011), lo que le permite soportar los cambios de temperatura sin que se produjeran esfuerzos interiores de deslizamiento.

Es para el año 1887 cuando el uso experimental del concreto da paso al estudio de la teoría del concreto armado, debido a la exposición de deWayss y Bauschinger, quienes establecieron los principios básicos en que se basaban las relaciones cargas-esfuerzos, la cual ha venido evolucionando hasta nuestro días con aporte de teóricos como Melan, Holl y Turner.

El hecho de que los diferentes fenómenos naturales han producido condiciones de riesgo en la estructuras, tanto de vieja como de reciente data, aunado a la evolución de las características de los materiales de construcción, ha inducido en los ingenieros estructurales una mayor exigencia, lo que conlleva al cambio de

criterios y teorías de cálculo.

5.2 Establecimiento de las ventajas y limitaciones de las metodologías aplicadas en el diseño de elementos estructurales de concreto armado.

5.2.1 Ventajas y desventajas de la Teoría Clásica

. Mediante la Teoría Clásica, se supone la hipótesis que el Concreto puede o no aportar tracción, y los agrietamientos son insignificantes. Como principal acción a favor está el hecho de que la misma, con el artificio del análisis lineal del Concreto, simplifica los cálculos y facilita el diseño estructural. Durante muchos años, dada esta practicidad, esta Teoría fue utilizada por muchos especialistas estructurales, ya que permitía convertir un material realmente heterogéneo en otro ideal homogéneo que cumplía con la ley de Hooke; transformándose de este modo un problema no lineal en otro lineal.

5.2.2 Ventajas y desventajas de la teoría de los Estados límites

La Teoría de Cálculo Estructural por Estados Límites permite a través de factores de mayoración, considerar en el cálculo respectivo un aumento de las cargas actuantes mediante: la probabilidad de variación en la calidad de los materiales empleados, las características particulares de dimensiones de los miembros y la inexactitud de los métodos de análisis y diseño.

Se debe tomar en cuenta que si se calcula para el caso de los Estados Límites Últimos, se utilizan factores de mayoración o coeficientes de seguridad notablemente mayores que en otro tipo de estados límite; que pueden resultar en una significativa disminución de la Resistencia Teórica y por ende por lo cual, una sobreestimación considerable de los miembros de la estructura. Por lo cual, es recomendable, que el

Ingeniero estructural al momento del cálculo respectivo por esta Teoría, este claro sobre las verdaderas Magnitudes de esfuerzos o solicitaciones en los diferentes miembros y haga una verificación de los resultados por otra Teoría estructural, para asegurarse de no sobrepasar los factores de seguridad aceptables.

5.3 Contraste entre la teorías clásica y la teoría de los esfuerzos últimos en el diseño de elemento de concreto reforzado.

Determinación de las cargas en losas de entrepiso y techo

5.3.1 Cargas en losas de entrepiso

5.3.1.1 Cargas permanentes(*CP*)

Tabla 5.2 Cargas permanentes en losas de entrepiso

Carga	<i>kgf/m²</i>
Losa nervada espesor 25 cm (En una dirección)	315
Tabiquerías de Bloque de arcilla frisada por ambas caras	230
Friso inferior losa	38
Baldosas de Gres sobre mortero de 3 cm	80
Total	663 <i>kgf/m²</i>

5.3.1.2 Cargas variables(CV)

Uso Oficinas. (CV) = 250 kgf/m^2

Balcones $L > 1,20 \text{ m}$ (CV) = 300 kgf/m^2

Cargas Permanentes sobre el nervio = $0.50 \text{ m} \times 663 \text{ kgf/m}^2 = 331,50 \text{ kg/m}$

Cargas variable sobre el nervio = $0,50 \times 250 \text{ kgf/m}^2 = 125,00 \text{ kg/m}$

Carga variable P/N en Balcones = $0,50 \times 300 \text{ kgf/m}^2 = 150,00 \text{ kg/m}$

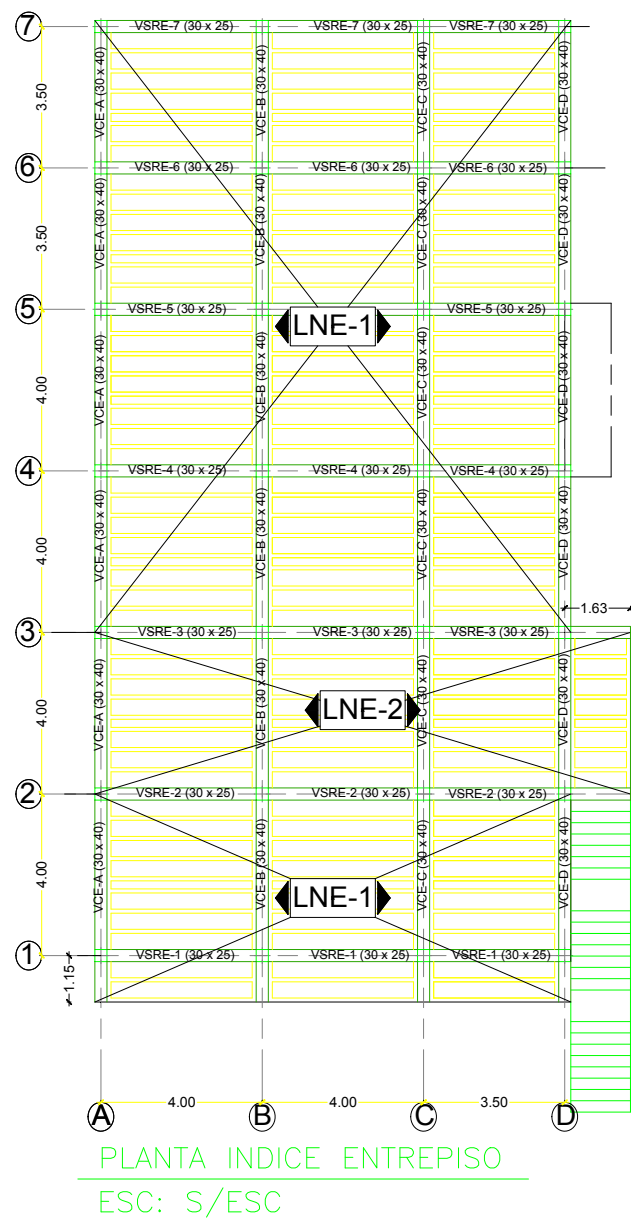


Figura 5.1 Planta de losas de entrepiso

5.3.2 Cargas en losas de techo

5.3.2.1 Cargas permanente (CP)

Tabla 5.2 Cargas permanentes en losas de techo

Carga	kgf/m^2
Losa nervada espesor 25 cm (En una dirección)	315
Friso inferior losa	38
Relleno para pendiente 1800 x 0,04	72
Manto Asfáltico 3 mm	4
Total	429 kgf/m^2

5.3.2.2 Carga variable (CV)

Azotea sin acceso. (CV) = 100 kgf/m^2

Cargas Permanentes sobre el nervio = 0.50 m x 429 kgf/m^2 = 214,50 kg/m

Cargas variable sobre el nervio = 0,50 x 100 kgf/m^2 = 50,00 kg/m

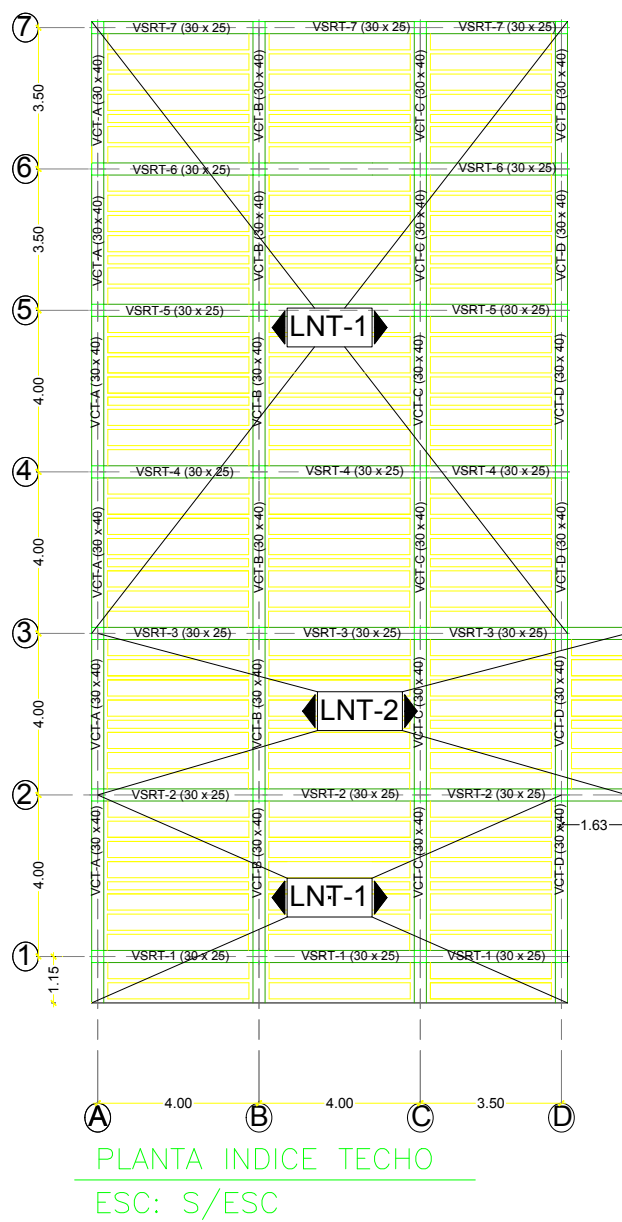


Figura 5.2 Planta de losas de techo

5.3.3 Determinación del acero de refuerzo mediante la Teoría Clásica

Sección viga de concreto 30 cm x 40 cm

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

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$M_c = 7602 \text{ kgf.m}$$

$$f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_s = 0,5 \times 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 2100 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_c = 0,45 \times 250 \text{ kgf/cm}^2 = 112,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

Sección transformada equivalente

Se ha comprobado que bajo el comportamiento elástico de la sección y bajo la acción de las cargas de trabajo, el concreto sufre las mismas deformaciones que el acero longitudinal y debe cumplir:

$$f_s = f_c \cdot \frac{E_s}{E_c}$$

Donde:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Considerando:

$$E_c = 1000 f'c$$

$$E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2}{1000 f'c} = \frac{2100}{f'c}$$

$$n = \frac{2100}{250} = 8,4 \text{ que podemos redondearlo a } 8$$

Profundidad específica del eje neutro

$$K = \frac{1}{\left(1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}\right)}$$

$$K = \frac{1}{\left(1 + \frac{2100}{8 \times 112,5}\right)} = 0,30$$

Conociendo la profundidad del eje neutro, el brazo mecánico viene dado por:

$$jd = d - \frac{Kd}{3}$$

Donde

$$j = 1 - \frac{K}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,30}{3} = 0,90$$

Siendo el coeficiente de resistencia del concreto

$$K_c = \frac{K_j}{2}$$

$$K_c = \frac{0,30 \times 0,90}{2} = 0,135$$

Resistencia del concreto

$$R_c = K_c \cdot f_c$$

$$R_c = 0,135 \times 112,5 \text{ kgf/cm}^2 = 15,1875 \text{ kgf/cm}^2$$

Momento resistente de la sección transformada de concreto

$$M_o = R_c \cdot b \cdot d^2$$

$$M_o = 15,1875 \text{ kgf/cm}^2 \times 30 \text{ cm} \times (36 \text{ cm})^2 = 590.490 \text{ kgf.cm}$$

$$= 5.904,9 \text{ kg.m}$$

Si el momento calculado es mayor al momento resistente la sección es doblemente armada.

Para

$$7.602 \text{ kgf.m} > 5904.9 \text{ kgf.m}$$

Sección doblemente armada

$$A_{s1} = \frac{M_o}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$A_{s1} = \frac{590490 \text{ kgf.cm}}{2100 \text{ kgf/cm}^2 \times 0.90 \times 36 \text{ cm}} = 8,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_c - M_o}{f_s(d - d')}$$

$$A_{s2} = \frac{760200 \text{ kgf.cm} - 590490 \text{ kgf.cm}}{2100 \text{ kgf/cm}^2 (36 \text{ cm} - 4 \text{ cm})} = 2,53 \text{ cm}^2$$

Se calcula f'_s

$$f'_s = 2 f_s \left(\frac{K - d'/d}{1 - K} \right)$$

$$f'_s = 2 \times 2100 \text{ kgf/cm}^2 \left(\frac{0,30 - 4 \text{ cm}/36 \text{ cm}}{1 - 0,30} \right) = 1133 \text{ kgf/cm}^2$$

Como

$$f'_s < f_s$$

$$A'_s = \frac{f_s}{f'_s} \cdot A_{s2}$$

$$A'_s = \frac{2100 \text{ kgf/cm}^2}{1133 \text{ kgf/cm}^2} \cdot 2,53 \text{ cm}^2 = 4,69 \text{ cm}^2$$

Se determina el área de acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} \times 30 \times 36 = 3,60 \text{ cm}^2$$

5.3.4 Determinación del acero de refuerzo mediante la Teoría de Agotamiento Resistente.

5.3.4.1 Determinación del acero de refuerzo mediante la Teoría de Rotura

Sección viga de concreto 30 cm x 40 cm

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

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$M_U = 9626 \text{ kgf.m}$$

$$f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

El momento específico viene dado por:

$$\mu = \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2} = \phi w (1 - 0,59w)$$

La cual podemos expresar como

$$0,531 w^2 - 0,9 w + \mu = 0$$

De donde obtenemos la cuantía mecánica (w)

Determinación del momento específico

$$\mu = \frac{962600 \text{ kg.cm}}{250 \text{ kgf/cm}^2 \times 30 \text{ cm.} (36 \text{ cm})^2} = 0,099$$

Resolviendo la ecuación de 2do grado obtenemos:

$$w = 0,1183$$

Determinamos la cuantía mecánica balanceada (w_b)

$$w_b = \beta_1 \cdot \beta_3 \cdot \frac{6300}{(6300 + fy)}$$

Para

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\beta_3 = 0,85$$

$$w_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{6300}{(6300 + 4200)} = 0,4335$$

Por tratarse de un elemento sometido a la acción sísmica:

$$\frac{14}{f'_c} < w < 0,50 w_b$$

$$\frac{14}{250} < w < 0,50 \times 0,4335$$

$$0,056 < w < 0,2168 \quad ok$$

Determinación del brazo mecánico (j_U)

$$j_U = 1 - \frac{\beta_2}{\beta_1 \cdot \beta_3} \cdot w$$

Para

$$\beta_2 = \frac{\beta_1}{2} = \frac{0,85}{2} = 0,425$$

$$j_u = 1 - \frac{0,425}{0,85 \times 0,85} \cdot w = 1 - 0,59 w = 0,9302$$

Se compara (M_U) con el momento resistente de la sección (M_O)

El momento resistente de la sección corresponde al de la falla balanceada

$$\mu_O = \phi \cdot (0,50 w_b) \cdot (1 - 0,59 \cdot (0,50 w_b))$$

$$\mu_O = 0,90 \times 0,2168 \cdot (1 - 0,59 \cdot (0,2168)) = 0,1702$$

Siendo el momento resistente:

$$M_O = \mu \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2$$

$$M_O = 0,1702 \times 250 \text{ kg/cm}^2 \times 30 \text{ cm} \times (36 \text{ cm})^2 = 1.654344 \text{ kg.cm} \\ = 16543 \text{ kg.m}$$

Determinación del área de acero:

$$A_s = \frac{M_U}{\phi \cdot f_y \cdot j_u \cdot d}$$

$$A_s = \frac{962600 \text{ kg.cm}}{0,9 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times 0,9302 \times 36 \text{ cm}} = 7,60 \text{ cm}^2$$

Todas las secciones serán simplemente armadas tanto para la Teoría de Rotura como para la Teoría de Agotamiento Resistente.

El procedimiento para la determinación de las áreas de acero de la Teoría actual de Agotamiento existente es exactamente igual al descrito anteriormente.

Tabla 5.3 Resumen cálculo de Acero de Refuerzo por la Teoría Clásica

Md	$B \times H$	(Kc)	(Rc)	j	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)	As (cm^2)	As_{min} (cm^2)	As' (cm^2)
-6276	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	8.68	0.55	9.23	3.60	3.60
2844	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	4.18	0.00	4.18	3.60	3.60
-7602	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	8.68	2.53	11.20	3.60	4.68
2475	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	3.64	0.00	3.64	3.60	3.60
-7159	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	8.68	1.87	10.54	3.60	3.60
2385	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	3.51	0.00	3.51	3.60	3.60
-7285	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	8.68	2.05	10.73	3.60	3.81
2571	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	3.78	0.00	3.78	3.60	3.60
-6580	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	8.68	1.00	9.68	3.60	3.60
1662	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	2.44	0.00	2.44	3.60	3.60
-6456	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	8.68	0.82	9.50	3.60	3.60
2593	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	3.81	0.00	3.81	3.60	3.60
-3855	30 x 40	0.1350	15.1875	0.90	5.67	0.00	5.67	3.60	3.60

Tabla 5.4 Resumen cálculo de Acero de Refuerzo por la Teoría de Rotura

Mu	$B \times H$	(μ)	(ω)	j_v	As (cm^2)	As_{min} (cm^2)
-7957	30 x 40	0.0819	0.0964	0.9431	6.20	3.60
4202	30 x 40	0.0432	0.0495	0.9708	3.18	3.60
-9905	30 x 40	0.1019	0.1220	0.9280	7.84	3.60
3656	30 x 40	0.0376	0.0429	0.9747	2.76	3.60
-9413	30 x 40	0.0968	0.1155	0.9319	7.42	3.60
3521	30 x 40	0.0362	0.0413	0.9757	2.65	3.60
-9626	30 x 40	0.0990	0.1183	0.9302	7.60	3.60
3797	30 x 40	0.0391	0.0446	0.9737	2.87	3.60
-8595	30 x 40	0.0884	0.1047	0.9382	6.73	3.60
2452	30 x 40	0.0252	0.0285	0.9832	1.83	3.60
-8194	30 x 40	0.0843	0.0995	0.9413	6.40	3.60
3832	30 x 40	0.0394	0.0450	0.9735	2.89	3.60
-5278	30 x 40	0.0543	0.0626	0.9630	4.03	3.60

Tabla 5.5 Resumen cálculo de Acero de Refuerzo por la Teoría de Agotamiento Resistente

M_u	$B \times H$	(μ)	(ω)	j_v	A_s (cm^2)	$A_{s_{min}}$ (cm^2)
-7522	30 x 40	0.0774	0.0964	0.9431	5.86	3.60
3706	30 x 40	0.0381	0.0495	0.9708	2.81	3.60
-8893	30 x 40	0.0915	0.1220	0.9280	7.04	3.60
3224	30 x 40	0.0332	0.0429	0.9747	2.43	3.60
-8445	30 x 40	0.0869	0.1155	0.9319	6.66	3.60
3166	30 x 40	0.0326	0.0413	0.9757	2.38	3.60
-8585	30 x 40	0.0883	0.1183	0.9302	6.78	3.60
3349	30 x 40	0.0345	0.0446	0.9737	2.53	3.60
-7773	30 x 40	0.0800	0.1047	0.9382	6.09	3.60
2161	30 x 40	0.0222	0.0285	0.9832	1.62	3.60
-7670	30 x 40	0.0789	0.0995	0.9413	5.99	3.60
3380	30 x 40	0.0348	0.0450	0.9735	2.55	3.60
-4742	30 x 40	0.0488	0.0626	0.9630	3.62	3.60

Tabla 5.6 Resumen de la aplicación de las Teorías Analizadas

	Teoría Clásica		Teoría de Rotura		Teoría Actual		
	As Calc.	%	As Calc.	%	As Calc.	%	
1	9.23	100%	6.20	67%	5.86	63%	95%
	4.18	100%	3.18	76%	2.81	67%	88%
2	11.20	100%	7.84	70%	7.04	63%	90%
	3.64	100%	2.76	76%	2.43	67%	88%
3	10.54	100%	7.42	70%	6.66	63%	90%
	3.51	100%	2.65	76%	2.38	68%	90%
4	10.73	100%	7.60	71%	6.78	63%	89%
	3.78	100%	2.87	76%	2.53	67%	88%
5	9.68	100%	6.73	70%	6.09	63%	90%
	2.44	100%	1.83	75%	1.62	66%	88%
6	9.50	100%	6.40	67%	5.99	63%	94%
	3.81	100%	2.89	76%	2.55	67%	88%
7	5.67	100%	4.03	71%	3.62	64%	90%
	100%		72%		65%		90%

5.4 Identificar cronológicamente las normas aplicables en el diseño de elementos estructurales de concreto armado.

A partir del año 1826 es cuando Navier introduce el concepto de esfuerzos admisibles que es a base de la considerada “Teoría Clásica”, en función de las cargas de trabajo, las cuales son determinadas por las comisiones u organizaciones de normas. Una de las primeras normas en regularizarlas fue el de JointCommittee, conformado en 1917 por un número determinado de miembros, conformado entre otros por la American Society of Civil Engineers (ASCE), la ASTM, el American Concrete Institute (ACI) y la PCA, cuyas conclusiones fueron publicadas en un informe y normas denominadas “JointCode 1917”.

En 1950 se conformó un comité conjunto para estudiar los criterios de diseño conformado por la ASCE y el ACI, cuyo informe final publicado en 1956 contenía recomendaciones sobre el diseño denominado “ACI BuildingCode 1956”. Este código contemplaba la Teoría Clásica para el diseño de elementos de Concreto Armado.

Ya desde el año 1957 en Europa, el informe del Consejo Internacional de Investigación de la Construcción, establecía a necesidad de fijar un límite superior, satisfactoriamente bajo, a las probabilidades de colapso. Para 1963 en Estados Unidos se contemplaban algunas modificaciones y recomendaciones a la norma, contemplando la introducción de la Teoría de Agotamiento Resistente o Roturapublicada en las normas ACI BuildingCode 318-63.

Para el año 1967 en Venezuela se venían aplicando las normas norteamericanas, con solo dos reglamentos que podían considerarse oficiales, a saber:

“Normas para el Cálculo de Edificios del Ministerio de Obras Públicas y las “Normas para el uso del Concreto Armado de la Dirección de Obras Municipales del Distrito Federal.

En 1971 el Comité Conjuntopara normas de Concreto Armado, establece las “Normas para la Construcción de Edificios - Obras de Concreto Armado, MOP), en las mismas se contemplaba la aplicación de la Teoría Clásica para el Cálculo de elementos de Concreto Armado.

Para el año 1981, la Comisión MINDUR-COVENINestablece la norma venezolana “Estructuras de Concreto Armado Para Edificios, Análisis y Diseño”, Parte I, Articulado y Parte II., Comentario. La misma establece la aplicación de la Teoría de los Esfuerzos Últimos, conocida como Teoría de Rotura.

Para el año 2002, el Código ACI 318-02 BuildingCodeRequirementsforStructural Concrete(318.02) and comentary (318R-02) contemplaban la modificación del mayoramiento de las carga y las disminuciones de Resistenciadesde que se introdujo el método de los Estados Límites.

En el 2005 las normas COVENIN, actualiza la norma “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño” (1753-2) y comentario (1753-2R), adaptándolas a las normas ACI 318-02.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

1. Las teorías de cálculo de los elementos estructurales de concreto armado han evolucionado en el transcurso del tiempo, ya que a partir del año 1887 es cuando el uso experimental del concreto da paso al estudio de la teoría del concreto armado, debido a la exposición de deWayss y Bauschinger,
2. Las teorías de cálculo se establecieron en un principio siguiente la Ley de Hooke al convertir un material heterogéneo en uno equivalente del mismo material, generándose y siendo aceptada por las normas del ACI y las normas venezolanas COVENIN la denominada Teoría Clásica, la cual se basa en asumir el comportamiento elástico de los elementos diseñados.
3. La Teoría de Cálculo Estructural por Estados Límites permite a través de factores de mayoración, considerar en el cálculo respectivo un aumento de las cargas actuantes mediante: la probabilidad de variación en la calidad de los materiales empleados, las características particulares de dimensiones de los miembros.
4. La Teoría actualmente utilizada de los esfuerzos de Agotamiento Resistente, se generó por la necesidad de considerar que las estructuras generan deformaciones permanentes mucho antes de llegar al colapso de la misma, por lo que se asume que las estructuras trabajan en el campo plástico.
5. La Teoría de Rotura fue la primera concretada desde el año 1959, permitiéndose trabajar simultáneamente con la Teoría Clásica, siendo aceptada ambas por las normas.
6. Para el año 1998 la teoría de Agotamiento Resistente se actualizó estableciendo nuevos factores de mayoración de cargas y nuevos valores de minoración de resistencia.

7. La Teoría de Rotura requiere aproximadamente como acero de diseño un 72% del acero requerido por la Teoría Clásica.
8. La actualización de la Teoría de Agotamiento Resistente generó aun menores área de acero requeridas, de hasta un 65% del área requerida por la Teoría Clásica y un 90% respecto a la teoría de rotura.

Recomendaciones

1. Se recomienda continuar con la metodología aplicada y extenderla a otros elementos estructurales de concreto reforzado.
2. Se recomienda verificar los datos obtenidos manualmente, ya que la utilización de programas o software especializado no permite apreciar y establecer un verdadero criterio sobre el cálculo y diseño de elementos estructurales.
3. Se recomienda ampliar la aplicación de la metodología al predimensionado de los elementos estructurales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y ELECTRÓNICAS

American Concrete Institute (2005). ***Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI-318S-05) y comentario (ACI-318SR-05)***. Versión en español y en sistema métrico, producido por el comité ACI-318, Michigan, USA.

Arias, F. (2012). ***El proyecto de investigación: Introducción a la metodología científica. (6ta ed.)***. Espíteme. Caracas-Venezuela. p.54.

Arnal, Eduardo (1967). ***Lecciones de Concreto Armado***. Tipográfica Blass. Madrid.

Bravo, Jaime (1982). ***Calculo de Estructuras y Resistencia de Materiales. Origen y Desarrollo Histórico de los Conceptos Utilizados***. Tesis Doctoral. Trabajo de Post Grado no publicado.

Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN 1753 (1981). ***Estructuras de Concreto Armado para Edificios, Análisis y Diseño***. Fondonorma. Caracas.

Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN 1753 (1987). ***Estructuras de Concreto Armado para Edificios, Análisis y Diseño***. Fondonorma. Caracas.

Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN 1753-1 R (2005). ***Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño***. Fondonorma. Caracas.

Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN 1756-1: 2001, (2001). ***Edificaciones Sismorresistentes, Parte I. Articulado***. Fondonorma. Caracas

Comisión Venezolana de Normas Industriales Covenin 2002-88. ***Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones***. Fondonorma. Caracas.

Fretelli, María Graciela (1996). ***Diseño Estructural en Concreto Armado***. Ediciones Unive, Caracas. Venezuela.

Fretelli, María Graciela (2008). ***Edificios de Concreto Armado***. Diseño según norma ACI 318-02, Covenin 1753-06 y Sismo-resistente 1756-01. Ediciones Unive, Caracas. Venezuela.

Hernández, R.; Fernández, C. y Baptista, P. (1999). ***Metodología de la Investigación***. Segunda Edición. Editorial Mc. Graw Hill, Mexico. P. 71.

Hurtado de Barrera, Jaqueline (2008). ***Metodología de la Investigación, una comprensión holística***. Caracas. Ediciones Quirón-Sypal

Luis Alvarado, Santos Pineda y Joaquín Ventura (2004). ***Diseño de Elementos Estructurales en Edificios de Concreto Reforzado***. Trabajo de Grado no publicado. Universidad de El Salvador.

MARÍN J. (1971). ***Comportamiento del Concreto Armado en Flexocompresión***, Publicaciones de la Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela.

Osers, Rodolfo (1988). ***Flujograma para el Cálculo de Concreto Armado***. Refolit. Caracas.

Sabino, C. (1992). ***El proceso de Investigación***. Editorial Panapo, Caracas Venezuela.

Vargas, Z. (2009). ***La investigación aplicada. Una forma de conocer las realidades con evidencia científica***. Revista Educación. Vol 33 N° 1. U. de Costa Rica.

ANEXOS

ANEXO A-1
***(Tablas de sobrecargas permanentes y variables en entrepisos
y techos)***

Anexo A1 Pesos unitarios probables de elementos constructivos (Covevin 2002-88)

PESOS UNITARIOS PROBABLES DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

1. TABIQUES Y PAREDES DE MAMPOSTERIA			
	Espesor	Sin frisar	Frisados por ambas caras
	cm	kgf/m²	kgf/m²
1.1 Bloques de arcilla	10	120	180
	15	170	230
	20	220	280
1.2 Bloques de concreto	10	150	210
	15	210	270
	20	270	330
1.3 Ladrillos macizos	12	220	280
	25	460	520
1.4 Bloques de concreto para ventilación, de varias celdas y tipo persiana		150	
Bloques ornamentales de arcilla		125	
de concreto		150	
1.5 Ladrillos de arcilla obra limpia:			
macizos		200	
perforados		150	

Anexo A2 Tabla de valores del factor β_1

VALORES DEL FACTOR β_1

f'_c	β_1
$\leq 280 \text{ kgf/cm}^2$	0,85
$> 280 \text{ kgf/cm}^2$	$1,05 - f'_c / 1400 \geq 0,65$

Anexo A3 Cargas Mínimas distribuidas variables sobre entresijos (kgf/m^2)

USOS DE LA EDIFICACION	AMBIENTES														TECHOS	CP $\leq 50 \text{ kgf}/\text{m}^2$ CP $> 50 \text{ kgf}/\text{m}^2$
	A. AREAS PUBLICAS: pasillos, comedores, vestidores, salas de estar	B. AREAS PRIVADAS: dormitorios, cocinas, lavanderías, servicios, y mantenimiento (1)	C. AREAS CON ASIENTOS FIJOS	D. AREAS CON ASIENTOS MOVILES, SALONES DE FIESTA	E. AZOTEAS O TERRAZAS (2) y (3)	F. BALCONES con $L \geq 1.20$ (3) y (4)	G. BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y SIMILARES	H. ESCALERAS Y ESCALERAS DE ESCAPE (3)	I. ESCENARIOS PLATAFORMAS Y ZONAS DE EXPOSICIONES	J. ESTACIONAMIENTOS	K. HABITACIONES, PASILLO INTERNO, CAMERINOS, VESTUARIOS, ESTUDIOS DE RADIO Y T.V., CELDAS	L. AREAS CON CARGAS LIVIANAS DE MAQUINAS	M. AREAS CON CARGAS MEDIANAS DE MAQUINAS	N. DEPOSITOS EN GENERAL		
1. VIVIENDAS: UNIFAMILIARES Y MULTIFAMILIARES	300			500	100	300		300		(6)	175					
HOTELES, MOTEL, CLUBES	300	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8 y 9)		
2. EDIFICACIONES EDUCACIONALES ESCUELAS, LICEOS, UNIVERSIDADES, INSTITUTOS TECNICOS Y SIMILARES	400	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8)		
3. LUGARES DE CONCENTRACION PUBLICA: TEATROS, CINES, RESTAURANTES, LUGARES DE CULTO, MUSEOS, BIBLIOTECAS, ESTUDIOS, TRIBUNAS, GINNASIO, ETC.	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600		(8 y 9)		
4. EDIFICACIONES INSTITUCIONALES: MEDICOASISTENCIALES, CUARTELES, CARCELES, CONVENTOS Y MONASTERIOS, MINISTERIOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8 y 9)		
5. EDIFICACIONES COMERCIALES: ALMACENES COMERCIALES, TIENDAS, SUPERMERCADOS, LOCALES, OFICINAS Y BANCOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8 y 9)		
6. EDIFICACIONES PARA TRANSPORTE Y DEPOSITOS: ESTACIONAMIENTOS, DEPOSITOS DE MERCANCIA LIVIANA, FRIGORIFICOS, MORGUE	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8 y 9)		
7. EDIFICACIONES INDUSTRIALES: TALLERES, IMPRENTAS, ESTUDIOS DE RADIO, CINE Y T.V.	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600	1200	(8)		
8. CONSTRUCCIONES VARIAS: HELIPUERTOS (11), PUNTES PEATONALES, TERMINALES DE PASAJEROS.	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8)		
40 kgf/m^2 (10)																
Techo con pendiente 15% : 100 kgf/m^2 15% : 50 kgf/m^2																

NOTAS:

GENERAL: Aquellos renglones que no tengan valores establecidos, podrán asimilarse a casos semejantes.

1. Oficinas: 250 kgf/m^2 . Aulas, Quirófanos y Laboratorios: 300 kgf/m^2 . Cocinas, Servicios, etc.: 400 kgf/m^2 .
2. La que corresponda a su uso, pero no menor de 100 kgf/m^2 .
3. Para barandas, pasamanos y antepechos, véase la Sección 5.3.4.
4. Para balcones con $L \leq 1.20$ m. se aplica la nota (2). Independientemente del valor de L , se aplicará en el extremo del volado una carga lineal de 150 kgf/m .
5. Salas de lectura: 300 kgf/m^2 . Salas de archivo: Según ocupación y equipos, pero no menor de 500 kgf/m^2 . Zona de estanterías con libros: 250 kgf/m^2 por cada m. de altura, pero no menor de 700 kgf/m^2 . Depósitos de libros, véase nota 8.
6. Para vehículos de pasajeros: 250 kgf/m^2 . y además se verificará para una carga concentrada de 900 kgf . distribuida sobre un cuadrado de 15 cm. de lado y colocada en el punto más desfavorable. Para autobuses y camiones: 1000 kgf/m^2 . y además se verificará para una carga concentrada igual a la carga máxima por rueda distribuida en un cuadrado de 15 cm. de lado. Véase la Sección 5.2.5.
7. Según las especificaciones particulares. Para piso de sala de máquinas de ascensores: 2000 kgf/m^2 ., incluyendo el impacto.
8. Según especificaciones particulares, pero no menor de 250 kgf/m^2 . por metro de altura del depósito; véase Tabla 4.2. Depósito de libros apilados y estanterías sobre rieles: 1100 kgf/m^2 . por cada m. de altura.
9. Frigoríficos: según especificaciones particulares, pero no menor de 1500 kgf/m^2 . Morgue: 600 kgf/m^2 .
10. Las correas deberán verificarse también para una carga concentrada de 80 kgf/m^2 ubicada en la posición más desfavorable.
11. Según las características de los equipos.

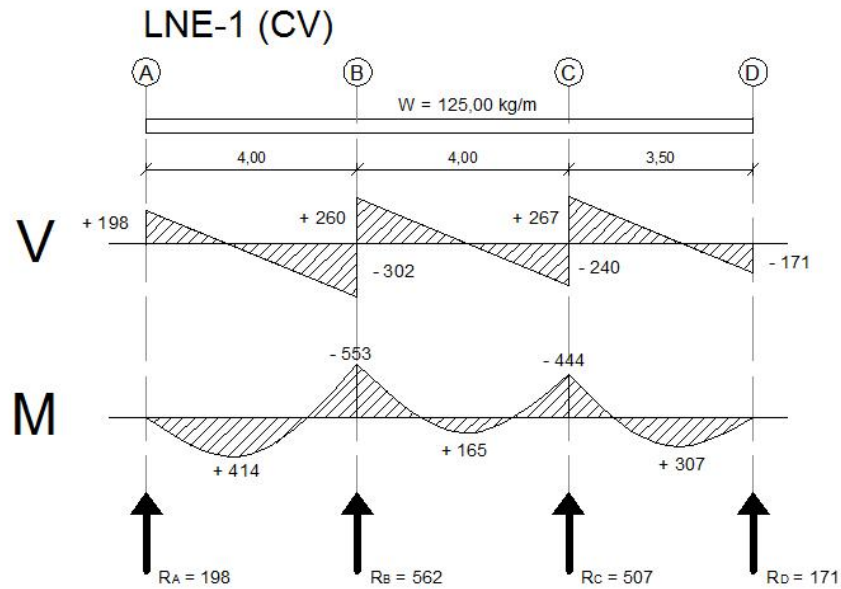
APÉNDICES

APÉNDICES “A”

LOSAS NERVADAS TECHO Y ENTREPISO

LOSA NERVADA: LNE-1 (H= 0.25) (CV)

ANÁLISIS DE LOSAS															IP-3 C.A.<VERSION 2.00>				
* Usuario:															FECHA: 08-27-2022				
* Proyecto:																			
BO		H	RECUBR.	MODULO	FSMAYOR.														
0.10		0.25	0.03	238752	1.00														
MIEMBRO		UNIFORME	PUNTUALES																
		W1	P	Lp															
1		125																	
2		125																	
3		125																	
EJE No.	NOMBRE	COORDENADAS		RESTRICCIONES			ACCIONES NODALES			DESPLAZAMIENTOS			GIRO						
		X	Y	HRZ	VRT	GIR	MOMENT	VERTI	HORIZ	DESPLZ X	DESPLZ Y	GIRO							
1	A	0.00	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	-0.0006							
2	B	4.00	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0002							
3	C	8.00	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	-0.0001							
4	D	11.50	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0004							
RT/VIGA	RVS/N	RHS/N	RVU/N	RHU/N	PROG.	VU	MU(I)	MU(S)											
KGS	KGS	KGS	KGS	KGS	MTS	KGS	K-M	K-M											
396	198	198	0.00	198	0	0							+++	(A)					
			0.50	135	83	0							+++						
			1.00	73	135	0							+++						
			1.50	10	156	0							+++						
			2.00	-52	146	0							+++						
			1.50	-115	104	0							+++						
			1.00	-177	31	0							+++						
			0.50	-240	0	-73							+++						
0.00	-302	0	-209							+++									
1125	562	562	0.00	260	0	-209							+++	(B)					
			0.50	198	0	-94							+++						
			1.00	135	0	-11							+++						
			1.50	73	42	0							+++						
			2.00	10	62	0							+++						
			1.50	-52	52	0							+++						
			1.00	-115	10	0							+++						
			0.50	-177	0	-63							+++						
0.00	-240	0	-168							+++									
1012	506	506	0.00	267	0	-168							+++	(C)					
			0.50	204	0	-50							+++						
			1.00	142	37	0							+++						
			1.50	79	92	0							+++						
			1.50	17	116	0							+++						
			1.00	-46	108	0							+++						
			0.50	-108	70	0							+++						
			0.00	-171	0	0							+++						
342	171	171											+++	(D)					



Apéndice A.1 Carga Variable. LNE-1

LOSA NERVADA: LNE-2 (H= 0.25) (CV)

ANÁLISIS DE LOSAS																	
* Usuario:						IP-3 C.A.<VERSION 2.00>											
* Proyecto:						FECHA: 08-27-2022											

BO		H	RECUBR.	MODULO	FSMAYOR.												
0.10		0.25	0.03	238752	1.00												

MIEMBRO		UNIFORME		PUNTUALES													
		W1		P		Lp											
1		125															
2		125															
3		125															
4		150															

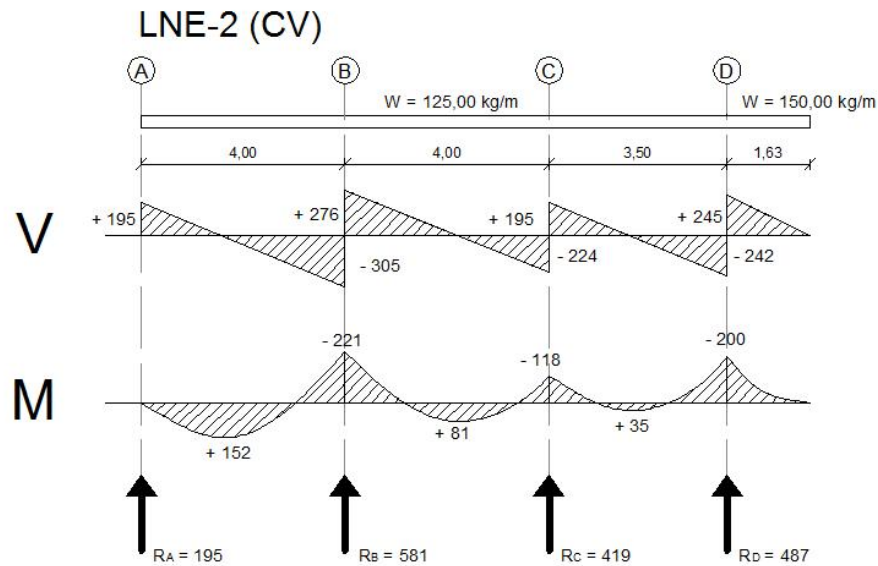
JE No.		NOMBRE		COORDENADAS		RESTRICCIONES			ACCIONES NODALES			DESPLAZAMIENTOS					
				X Y		HRZ VRT GIR			MOMENT VERTI HORIZ			DESPLZ X DESPLZ Y GIRO					
1		A		0.00 0.00		1 1 0			0 0 0			0.0000 0.0000 -0.0006					
2		B		4.00 0.00		1 1 0			0 0 0			0.0000 0.0000 0.0001					
3		C		8.00 0.00		1 1 0			0 0 0			0.0000 0.0000 0.0001					
4		D		11.50 0.00		1 1 0			0 0 0			0.0000 0.0000 -0.0002					
5		O		13.13 0.00		0 0 0			0 0 0			0.0000 0.0008 -0.0006					

T/VIGA		RVS/N		RHS/N		RVU/N		RHU/N		PROG.		VU		MU(I)		MU(S)	
KGS		KGS		KGS		KGS		KGS		MTS		KGS		K-M		K-M	
390		195				195				0.00		195		0		0	
						0.50				132		82		0		+..	
L= 4.00						1.00				70		132		0		+..	
						1.50				7		152		0		+..	
						2.00				-55		140		0		+..	
						1.50				-118		96		0		+..	
						1.00				-180		22		0		+..	
						0.50				-243		0		-84		+..	
						0.00				-305		0		-221		+..	

1162		581				581				0.00		276		0		-221	
						0.50				213		0		-99		+..	
L= 4.00						1.00				151		0		-8		+..	
						1.50				88		52		0		+..	
						2.00				26		81		0		+..	
						1.50				-37		78		0		+..	
						1.00				-99		44		0		+..	
						0.50				-162		0		-21		+..	
						0.00				-224		0		-118		+..	

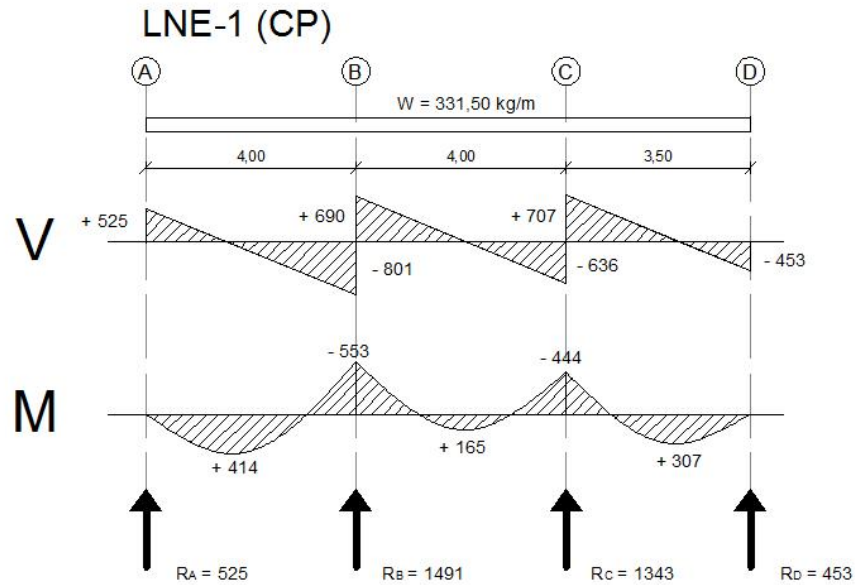
839		419				419				0.00		195		0		-118	
						0.50				133		0		-36		+..	
L= 3.50						1.00				70		16		0		+..	
						1.50				8		35		0		+..	
						1.50				-55		23		0		+..	
						1.00				-117		0		-20		+..	
						0.50				-180		0		-94		+..	
						0.00				-242		0		-200		+..	

973		487				487				0.00		245		0		-200	
						0.54				163		0		-89		+..	
L= 1.63						1.09				82		0		-23		+..	
						1.63				0		0		0		+..	



LOSA NERVADA: LNE-1 (H= 0.25) (CP)

ANÁLISIS DE LOSAS												IP-3 C.A. <VERSION 2.00>		
* Usuario:												FECHA: 08-27-2022		
* Proyecto:														
BO	H	RECUBR.	MODULO	FSMAYOR.										
0.10	0.25	0.03	238752	1.00										
MIEMBRO		UNIFORME	PUNTUALES											
1		W1	P	Lp										
2		332												
3		332												



LOSA NERVADA: LNE-2 (H= 0.25) (CP)

ANALISIS DE LOSAS

* Usuario:

IP-3 C.A. <VERSION 2.00>

* Proyecto:

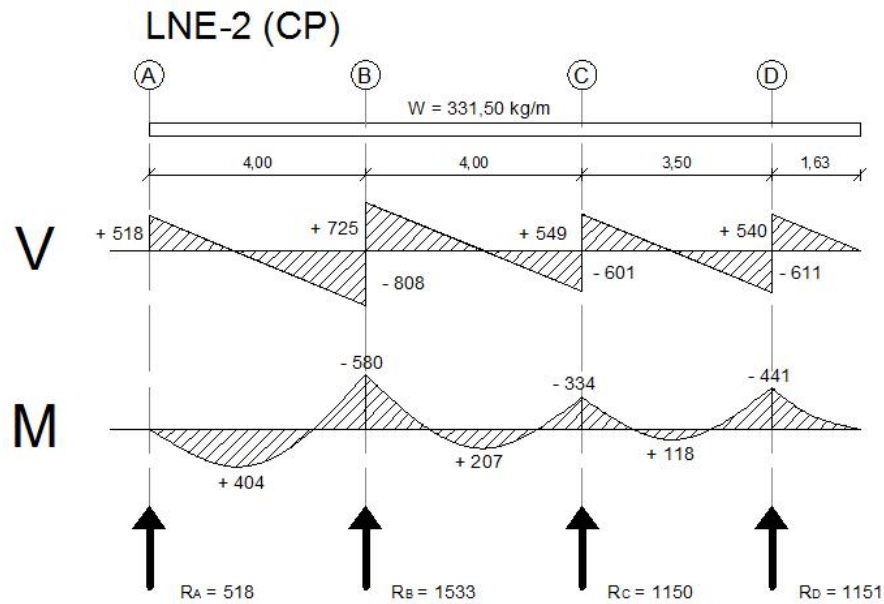
FECHA: 08-27-2022

BO 0.10 H 0.25 RECUBR. 0.03 MODULO 238752 FSMAYOR. 1.00

MIEMBRO	UNIFORME	PUNTUALES
	Wl	P
	Lp	
1	332	
2	332	
3	332	
4	332	

EJE No.	NOMBRE	COORDENADAS		RESTRICCIONES			ACCIONES NODALES			DESPLAZAMIENTOS		
		X	Y	HRZ	VRT	GIR	MOMENT	VERTI	HORIZ	DESPLZ X	DESPLZ Y	GIRO
1	A	0.00	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	-0.0016
2	B	4.00	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0004
3	C	8.00	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0002
4	D	11.50	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	-0.0004
5	O	13.13	0.00	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0015	-0.0011

RT/VIGA	RVS/N	RHS/N	RVU/N	RHU/N	PROG.	VU	MU(I)	MU(S)	
KGS	KGS	KGS	KGS	KGS	MTS	KGS	K-M	K-M	
1036	518		518		0.00	518	0	0	+++ (A)
					0.50	352	218	0	+++
L= 4.00					1.00	187	352	0	+++
					1.50	21	404	0	+++
					2.00	-145	373	0	+++
					1.50	-311	259	0	+++
					1.00	-476	62	0	+++
					0.50	-642	0	-218	+++
					0.00	-808	0	-580	+++
3065	1533		1533		0.00	725	0	-580	+++ (B)
					0.50	559	0	-259	+++
L= 4.00					1.00	393	0	-21	+++
					1.50	227	134	0	+++
					2.00	62	207	0	+++
					1.50	-104	196	0	+++
					1.00	-270	102	0	+++
					0.50	-436	0	-74	+++
					0.00	-601	0	-334	+++
2302	1151		1151		0.00	549	0	-334	+++ (C)
					0.50	384	0	-100	+++
L= 3.50					1.00	218	51	0	+++
					1.50	52	118	0	+++
					1.50	-114	103	0	+++
					1.00	-279	5	0	+++
					0.50	-445	0	-177	+++
					0.00	-611	0	-441	+++ (D)
2302	1151		1151		0.00	540	0	-441	+++
L= 1.63					0.54	360	0	-196	+++
					1.09	180	0	-49	+++
					1.63	0	0	0	+++



Apéndice A.4 Carga Permanente. LNE-2

LOSA NERVADA: LNT-1 (CV) (H= 0.25)

ANÁLISIS DE LOSAS

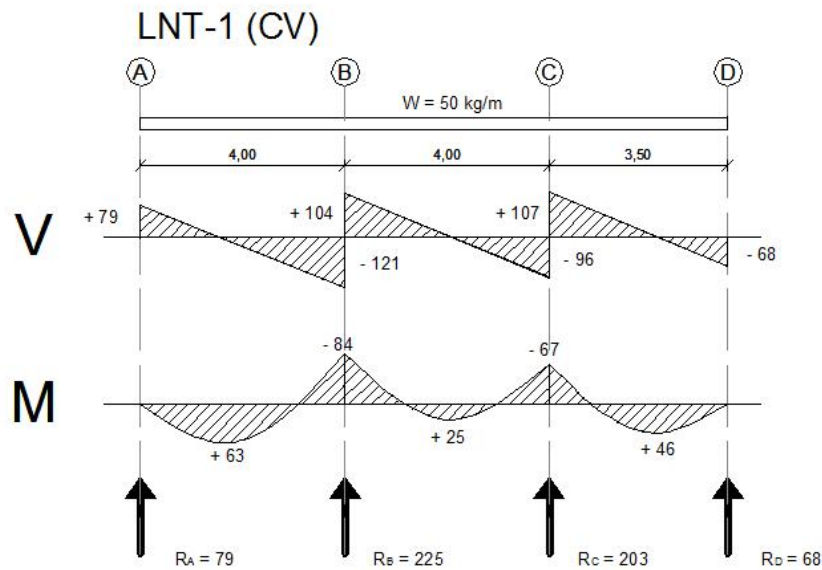
Usuario: IP-3 C.A.-<VERSION 2.00>
Proyecto: FECHA: 08-27-2022

BO 0.10 H 0.25 RECUBR. 0.03 MODULO 238752 FSMAYOR. 1.00

MIEMBRO UNIFORME PUNTALES
1 50 P Lp
2 50
3 50

EJE No.	NOMBRE	COORDENADAS X Y	RESTRICCIONES HRZ VRT GIR	ACCIONES NODALES MOMENT VERTI HORIZ	DESPLAZAMIENTOS DESPLZ X DESPLZ Y GIRO
1	A	0.00 0.00	1 1 0	0 0 0	0.0000 0.0000 -0.0003
2	B	4.00 0.00	1 1 0	0 0 0	0.0000 0.0000 0.0001
3	C	8.00 0.00	1 1 0	0 0 0	0.0000 0.0000 -0.0000
4	D	11.50 0.00	1 1 0	0 0 0	0.0000 0.0000 0.0002

RT/VIGA KGS	RVS/N KGS	RHS/N KGS	RVU/N KGS	RHU/N KGS	PROG. MTS	VU KGS	MU(I) K-M	MU(S) K-M	
158	79	79			0.00	79	0	0	+++ (A)
					0.50	54	33	0	++
L= 4.00					1.00	29	54	0	++
					1.50	4	63	0	++
					2.00	-21	58	0	++
					1.50	-46	42	0	++
					1.00	-71	13	0	++
					0.50	-96	0	-30	++
					0.00	-121	0	-84	++
450	225	225			0.00	104	0	-84	+++ (B)
					0.50	79	0	-38	++
L= 4.00					1.00	54	0	-5	++
					1.50	29	17	0	++
					2.00	4	25	0	++
					1.50	-21	21	0	++
					1.00	-46	4	0	++
					0.50	-71	0	-26	++
					0.00	-96	0	-67	++
405	202	202			0.00	107	0	-67	+++ (C)
					0.50	82	0	-20	++
L= 3.50					1.00	57	15	0	++
					1.50	32	37	0	++
					1.50	7	46	0	++
					1.00	-18	43	0	++
					0.50	-43	28	0	++
					0.00	-68	0	0	++
137	68	68							+++ (D)



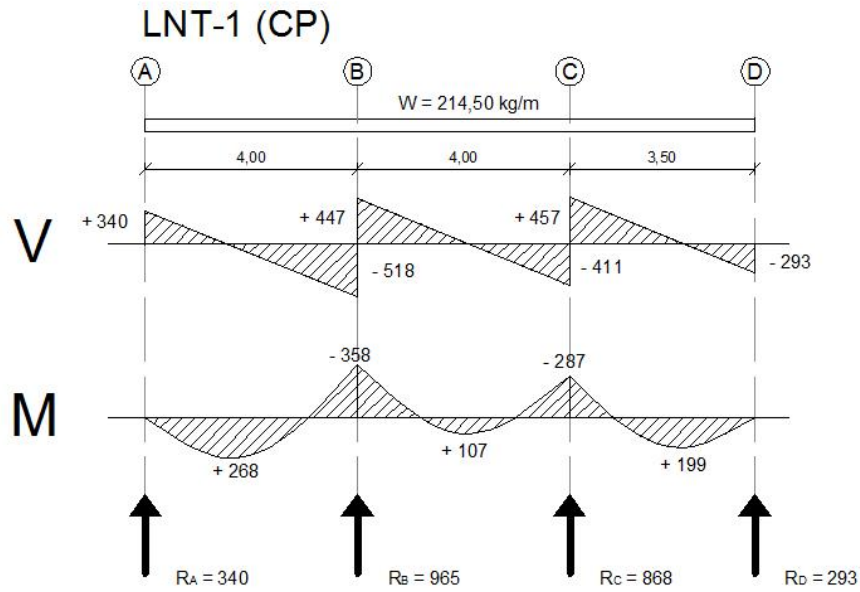
Apéndice A.5 Carga Variable. LNT-1

LOSA NERVADA: LNT-1 (CP) (H= 0.25)

ANÁLISIS DE LOSAS

* Usuario:
* Proyecto:IP-3 C.A.<VERSION 2.00>
FECHA: 08-27-2022

BO	H	RECUBR.	MODULO	FSMAYOR.					
0.10	0.25	0.03	238752	1.00					
MIEMBRO	UNIFORME	PUNTUALES							
1	215	P Lp							
2	215								
3	215								
EJE No.	NOMBRE	COORDENADAS	RESTRICCIONES	ACCIONES NODALES	DESPLAZAMIENTOS				
		X Y	HRZ VRT GIR	MOMENT VERTI HORIZ	DESPLZ X	DESPLZ Y	GIRO		
1	A	0.00 0.00	1 1 0	0 0 0	0.0000	0.0000	-0.0011		
2	B	4.00 0.00	1 1 0	0 0 0	0.0000	0.0000	0.0003		
3	C	8.00 0.00	1 1 0	0 0 0	0.0000	0.0000	-0.0002		
4	D	11.50 0.00	1 1 0	0 0 0	0.0000	0.0000	0.0007		
RT/VIGA	RVS/N	RHS/N	RVU/N	RHU/N	PROG.	VU	MU(I)	MU(S)	
KGS	KGS	KGS	KGS	KGS	MTS	KGS	K-M	K-M	
679	340		340		0.00	340	0	0	+++ (A)
					0.50	232	143	0	++
L= 4.00					1.00	125	232	0	++
					1.50	18	268	0	++
					2.00	-89	250	0	++
					1.50	-197	179	0	++
					1.00	-304	54	0	++
					0.50	-411	0	-125	++
					0.00	-518	0	-358	++
1930	965		965		0.00	447	0	-358	+++ (B)
					0.50	339	0	-161	++
L= 4.00					1.00	232	0	-18	++
					1.50	125	71	0	++
					2.00	18	107	0	++
					1.50	-90	89	0	++
					1.00	-197	17	0	++
					0.50	-304	0	-108	++
					0.00	-411	0	-287	++
1737	869		869		0.00	457	0	-287	+++ (C)
					0.50	350	0	-85	++
L= 3.50					1.00	243	63	0	++
					1.50	136	158	0	++
					1.50	28	199	0	++
					1.00	-79	186	0	++
					0.50	-186	120	0	++
					0.00	-293	0	0	++
587	293		293						+++ (D)



Apéndice A.6Carga Permanente. LNT-1

LOSA NERVADA: LNT-2 (CV) (H= 0.25)

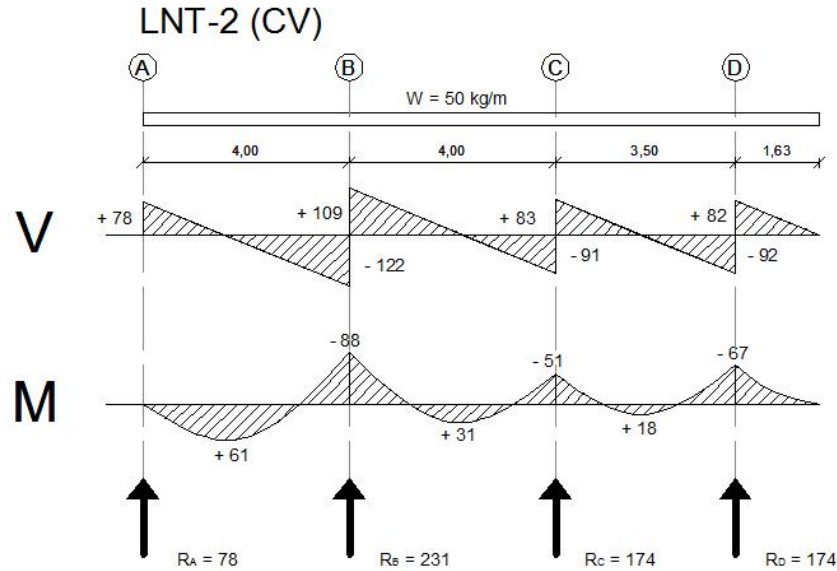
ANÁLISIS DE LOSAS

* Usuario:
* Proyecto:

IP-3 C.A. <VERSION 2.00>
FECHA: 08-27-2022

BO 0.10 H 0.25 RECUBR. 0.03 MODULO 238752 FSMAYOR. 1.00

MIEMBRO		UNIFORME		PUNTUALES													
1		W1		P		Lp											
1		50															
2		50															
3		50															
4		50															
EJE No.		NOMBRE		COORDENADAS		RESTRICCIONES			ACCIONES NODALES			DESPLAZAMIENTOS			GIRO		
				X Y		HRZ VRT GIR			MOMENT VERTI HORIZ			DESPLZ X DESPLZ Y			-		
1		A		0.00 0.00		1 1 0			0 0 0			0.0000 0.0000			-0.0002		
2		B		4.00 0.00		1 1 0			0 0 0			0.0000 0.0000			0.0001		
3		C		8.00 0.00		1 1 0			0 0 0			0.0000 0.0000			0.0000		
4		D		11.50 0.00		1 1 0			0 0 0			0.0000 0.0000			-0.0001		
5		O		13.13 0.00		0 0 0			0 0 0			0.0000 0.0002			-0.0002		
RT/VIGA		RVS/N		RHS/N		RVU/N		RHU/N		PROG.		VU		MU(I)		MU(S)	
KGS		KGS		KGS		KGS		KGS		MTS		KGS		K-M		K-M	
156		78		78		0.00		78		0 0							
						0.50		53		33 0							
L= 4.00						1.00		28		53 0							
						1.50		3		61 0							
						2.00		-22		56 0							
						1.50		-47		39 0							
						1.00		-72		9 0							
						0.50		-97		0 -33							
						0.00		-122		0 -88							
462		231		231		0.00		109		0 -88							
						0.50		84		0 -40							
L= 4.00						1.00		59		0 -4							
						1.50		34		20 0							
						2.00		9		31 0							
						1.50		-16		30 0							
						1.00		-41		15 0							
						0.50		-66		0 -12							
						0.00		-91		0 -51							
347		174		174		0.00		83		0 -51							
						0.50		58		0 -16							
L= 3.50						1.00		33		8 0							
						1.50		8		18 0							
						1.50		-17		16 0							
						1.00		-42		1 0							
						0.50		-67		0 -27							
						0.00		-92		0 -67							
347		174		174		0.00		82		0 -67							
						0.54		54		0 -30							
L= 1.63						1.09		27		0 -8							
						1.63		0		0 0							



Apéndice A.7 Carga Variable. LNT-2

LOSA NERVADA: LNT-2 (CP) (H= 0.25)

ANALISIS DE LOSAS

* Usuario:

IP-3 C.A.-<VERSION 2.00>

* Proyecto:

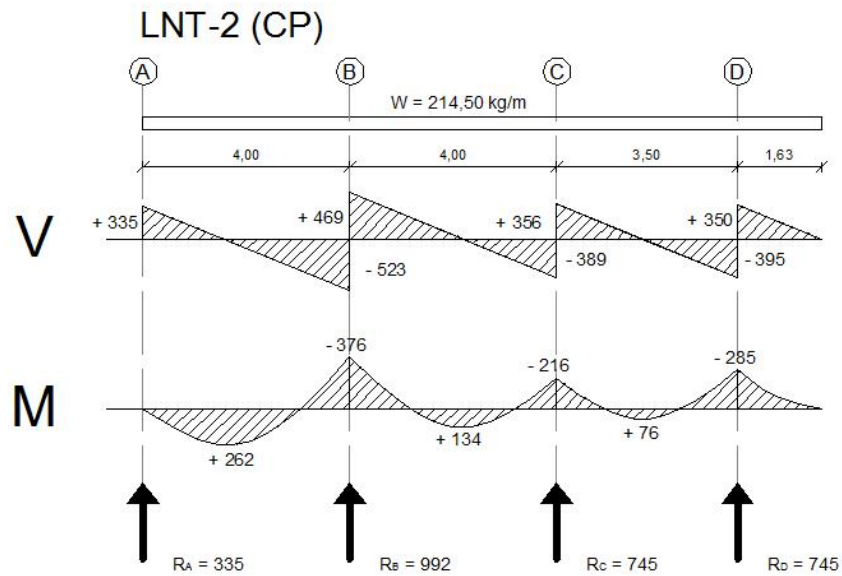
FECHA: 08-27-2022

BO 0.10 H 0.25 RECUBR. 0.03 MODULO 238752 FSMAYOR. 1.00

MIEMBRO	UNIFORME	PUNTUALES
	Wl	P Lp
1	215	
2	215	
3	215	
4	215	

EJE No.	NOMBRE	COORDENADAS		RESTRICCIONES			ACCIONES NODALES			DESPLAZAMIENTOS		
		X	Y	HRZ	VRT	GIR	MOMENT	VERTI	HORIZ	DESPLZ X	DESPLZ Y	GIRO
1	A	0.00	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	-0.0010
2	B	4.00	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0002
3	C	8.00	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0001
4	D	11.50	0.00	1	1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	-0.0002
5	O	13.13	0.00	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0010	-0.0007

RT/VIGA	RVS/N	RHS/N	RVU/N	RHU/N	PROG.	VU	MU(I)	MU(S)	
KGS	KGS	KGS	KGS	KGS	MTS	KGS	K-M	K-M	
670	335		335		0.00	335	0	0	+++ (A)
					0.50	228	141	0	+
L= 4.00					1.00	121	228	0	+
					1.50	13	262	0	+
					2.00	-94	241	0	+
					1.50	-201	168	0	+
					1.00	-308	40	0	+
					0.50	-416	0	-141	+
					0.00	-523	0	-376	+
1983	992		992		0.00	469	0	-376	+++ (B)
					0.50	362	0	-168	+
L= 4.00					1.00	254	0	-14	+
					1.50	147	87	0	+
					2.00	40	134	0	+
					1.50	-67	127	0	+
					1.00	-175	66	0	+
					0.50	-282	0	-48	+
					0.00	-389	0	-216	+
1489	745		745		0.00	356	0	-216	+++ (C)
					0.50	248	0	-65	+
L= 3.50					1.00	141	33	0	+
					1.50	34	76	0	+
					1.50	-73	67	0	+
					1.00	-181	3	0	+
					0.50	-288	0	-115	+
					0.00	-395	0	-285	+
1490	745		745		0.00	350	0	-285	+++ (D)
					0.54	233	0	-127	+
L= 1.63					1.09	117	0	-32	+
					1.63	0	0	0	+



Apéndice A.8 Carga Permanente. LNT-2

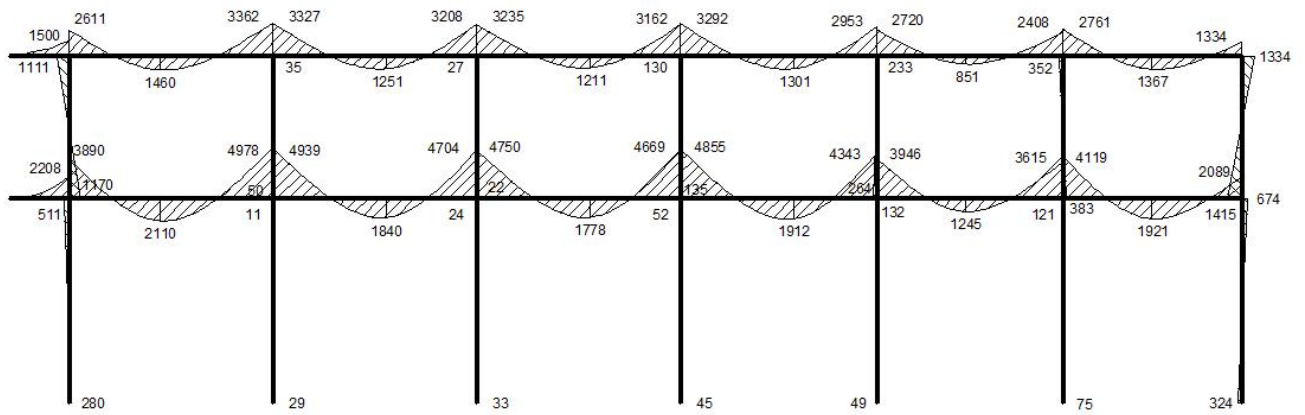
APÉNDICES “B”

ESFUERZOS EN PÓRTICO “B”

ESFUERZOS A FLEXIÓN EN EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES								
Elemento	Carga Permanente		Carga Variable		"+." Sismo		"-." Sismo	
	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j
1	0	-2208	0	-756			0	0
2	-3890	-4978	-1294	-1727	1560	-1282	-1560	1282
3	-4939	-4704	-1714	-1617	1032	-1078	-1032	1078
4	-4750	-4669	-1625	-1605	1120	-1113	-1120	1113
5	-4855	-4343	-1664	-1479	1095	-1082	-1095	1082
6	-3946	-3615	-1346	-1261	1168	-1100	-1168	1100
7	-4119	-2089	-1428	-671	1299	-1564	-1299	1564
8	0	-1500	0	-303			0	0
9	-2611	-3362	-578	-655	396	-363	-396	363
10	-3327	-3208	-657	-655	358	-349	-358	349
11	-3235	-3162	-660	-628	335	-340	-335	340
12	-3292	-2953	-662	-608	340	-331	-340	331
13	-2720	-2408	-554	-455	378	-385	-378	385
14	-2761	-1334	-537	-327	373	-403	-373	403
15	280	-511	100	-186	-1517	1437	1517	-1437
16	29	-11	7	0	-1651	1705	1651	-1705
17	33	-24	9	-6	-1629	1662	1629	-1662
18	45	-52	16	-20	-1633	1669	1633	-1669
19	-49	132	-19	50	-1639	1681	1639	-1681
20	75	-121	31	-52	-1667	1738	1667	-1738
21	-324	674	-116	241	-1489	1371	1489	-1371
22	1170	-1111	352	-275	-124	396	124	-396
23	-50	35	-12	-2	-609	721	609	-721
24	22	-27	2	-5	-536	684	536	-684
25	135	-130	40	-34	-539	680	539	-680
26	-264	233	-83	54	-569	709	569	-709
27	383	-352	115	-82	-662	758	662	-758
28	-674	1334	-430	327	-192	403	192	-403

Apéndice B.1 Esfuerzos en los extremos de los elementos estructurales del pórtico "B"

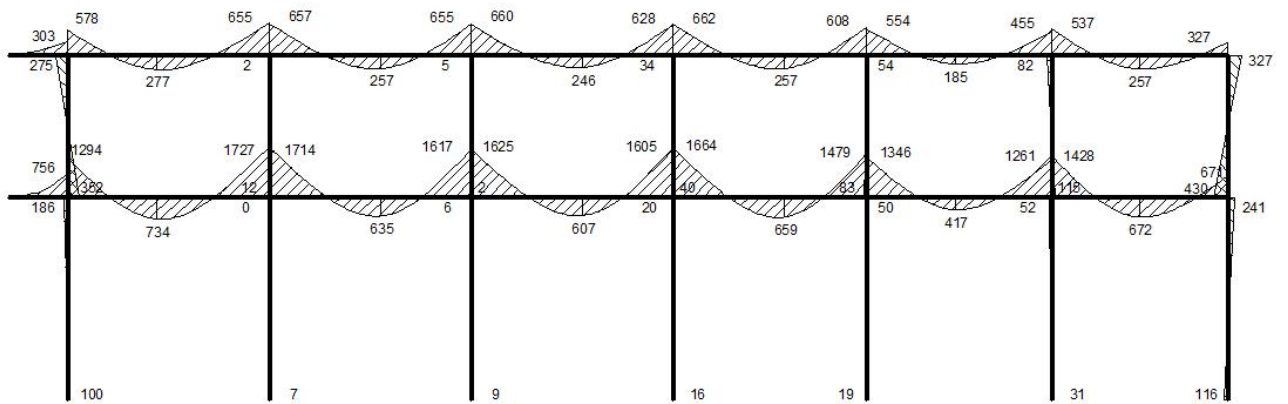
DIAGRAMA DE MOMENTO "CP"



PORTICO "B"
CARGA PERMANENTE

Apéndice B.2 Diagrama de momentos debido a carga permanente

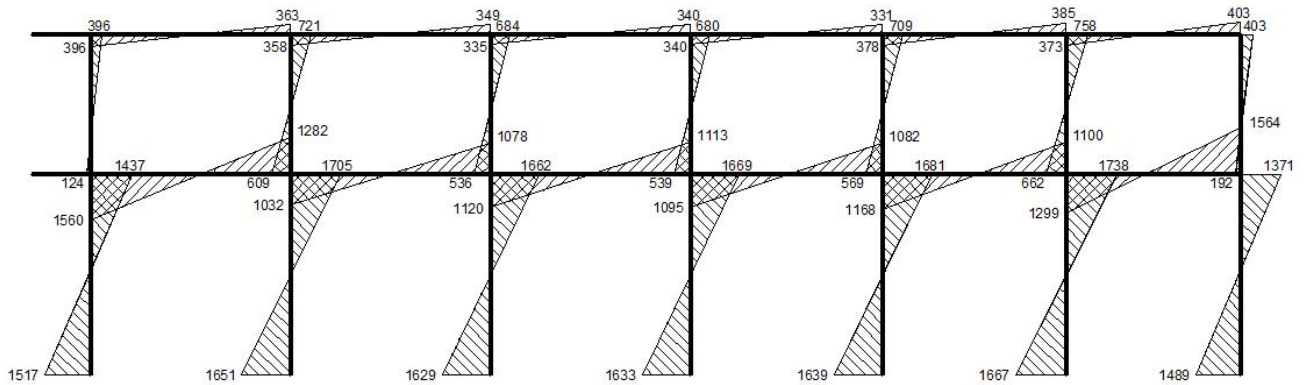
DIAGRAMA DE MOMENTO "CV"



PORTICO "B"
CARGA VARIABLE

Apéndice B.3 Diagrama de Momentos debido a la carga variable

DIAGRAMA DE MOMENTO "S"



PORTICO "B"
CARGA SÍSMICA (S)

Apéndice B.4 Diagrama de Momentos debido a la carga accidental sísmica

APÉNDICES “C”

ENVOLVENTES DE DISEÑO

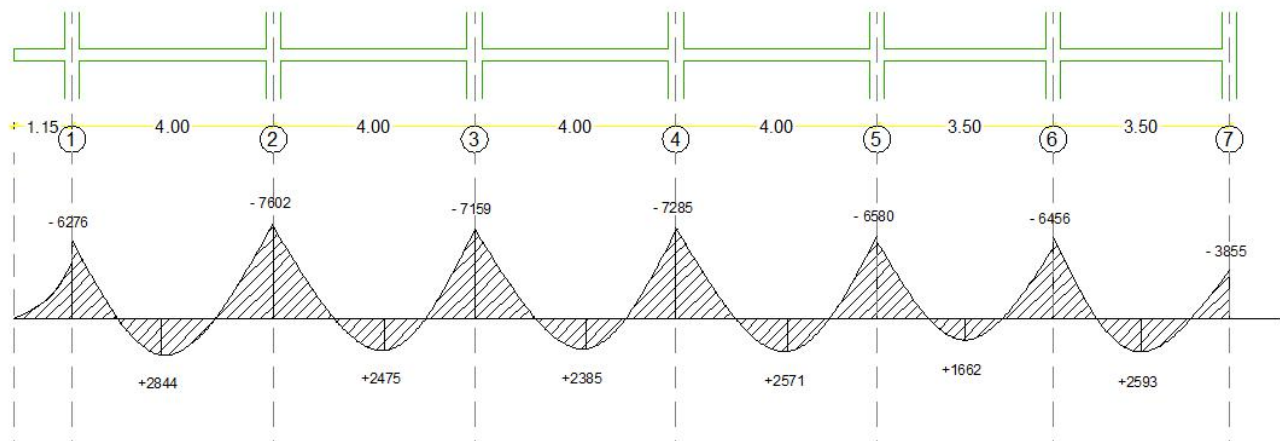
COMBINACIONES DE CARGA TEORÍA CLÁSICA												
Elemento	Combinación 1		Combinación 2-1		Combinación 2-2		Combinación 3-1		Combinación 3-2		Envolvente	
	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j
1	0.0	-2964.0	0.0	-2964.0	0.0	-2964.0	0.0	-1987.2	0.0	-1987.2	0.0	-2964.0
2	-5184.0	-6705.0	-4092.0	-7602.4	-6276.0	-5807.6	-2409.0	-5377.6	-4593.0	-3582.8	0.0	-6276.0
3	-6653.0	-6321.0	-5930.6	-7075.6	-7375.4	-5566.4	-3722.7	-4988.2	-5167.5	-3479.0	0.0	-7375.4
4	-6375.0	-6274.0	-5591.0	-7053.1	-7159.0	-5494.9	-3491.0	-4981.2	-5059.0	-3423.0	0.0	-7159.0
5	-6519.0	-5822.0	-5752.5	-6579.4	-7285.5	-5064.6	-3603.0	-4666.1	-5136.0	-3151.3	0.0	-7285.5
6	-5292.0	-4876.0	-4474.4	-5646.0	-6109.6	-4106.0	-2733.8	-4023.5	-4369.0	-2483.5	0.0	-6109.6
7	-5547.0	-2760.0	-4637.7	-3854.8	-6456.3	-1665.2	-2797.8	-2974.9	-4616.4	-785.3	0.0	-6456.3
8	0.0	-1803.0	0.0	-1803.0	0.0	-1803.0	0.0	-1350.0	0.0	-1350.0	0.0	-1803.0
9	-3189.0	-4017.0	-2911.8	-4271.1	-3466.2	-3762.9	-2072.7	-3279.9	-2627.1	-2771.7	0.0	-3466.2
10	-3984.0	-3863.0	-3733.4	-4107.3	-4234.6	-3618.7	-2743.7	-3131.5	-3244.9	-2642.9	0.0	-4234.6
11	-3895.0	-3790.0	-3660.5	-4028.0	-4129.5	-3552.0	-2677.0	-3083.8	-3146.0	-2607.8	0.0	-4129.5
12	-3954.0	-3561.0	-3716.0	-3792.7	-4192.0	-3329.3	-2724.8	-2889.4	-3200.8	-2426.0	0.0	-4192.0
13	-3274.0	-2863.0	-3009.4	-3132.5	-3538.6	-2593.5	-2183.4	-2436.7	-2712.6	-1897.7	0.0	-3538.6
14	-3298.0	-1661.0	-3036.9	-1943.1	-3559.1	-1378.9	-2223.8	-1482.7	-2746.0	-918.5	0.0	-3559.1
15	380.0	-697.0	-681.9	308.9	1441.9	-1702.9	-809.9	546.0	1313.9	-1465.8	1441.9	-809.9
16	36.0	-11.0	-1119.7	1182.5	1191.7	-1204.5	-1129.6	1183.6	1181.8	-1203.4	1191.7	-1129.6
17	42.0	-30.0	-1098.3	1133.4	1182.3	-1193.4	-1110.6	1141.8	1170.0	-1185.0	1182.3	-1110.6
18	61.0	-72.0	-1082.1	1096.3	1204.1	-1240.3	-1102.6	1121.5	1183.6	-1215.1	1204.1	-1102.6
19	-68.0	182.0	-1215.3	1358.7	1079.3	-994.7	-1191.4	1295.5	1103.2	-1057.9	1103.2	-1215.3
20	106.0	-173.0	-1060.9	1043.6	1272.9	-1389.6	-1099.4	1107.7	1234.4	-1325.5	1272.9	-1099.4
21	-440.0	915.0	-1482.3	1874.7	602.3	-44.7	-1333.9	1566.3	750.7	-353.1	750.7	-1482.3
22	1522.0	-1386.0	1435.2	-1108.8	1608.8	-1663.2	966.2	-722.7	1139.8	-1277.1	1608.8	-1277.1
23	-62.0	33.0	-488.3	537.7	364.3	-471.7	-471.3	536.2	381.3	-473.2	381.3	-488.3
24	24.0	-32.0	-351.2	446.8	399.2	-510.8	-355.4	454.5	395.0	-503.1	399.2	-355.4
25	175.0	-164.0	-202.3	312.0	552.3	-640.0	-255.8	359.0	498.8	-593.0	552.3	-255.8
26	-347.0	287.0	-745.3	783.3	51.3	-209.3	-635.9	706.0	160.7	-286.6	160.7	-745.3
27	498.0	-434.0	34.6	96.6	961.4	-964.6	-118.7	213.8	808.1	-847.4	961.4	-118.7
28	-1104.0	1661.0	-1238.4	1943.1	-969.6	1378.9	-741.0	1482.7	-472.2	918.5	0.0	-1238.4

Combinación 1
 $L_s = (CP + CF + CT) + (CV + CE) + CVt$

Combinación (2-1 y 2-2)
 $L_s = CP + CV \pm 0,7S$

Combinación (3-1 y 3-2)
 $L_s = 0,9 CP \pm 0,7S$

VIGA DE CARGA ENTREPISO "B" ENVOLVENTE DE MOMENTO - TEORÍA CLÁSICA



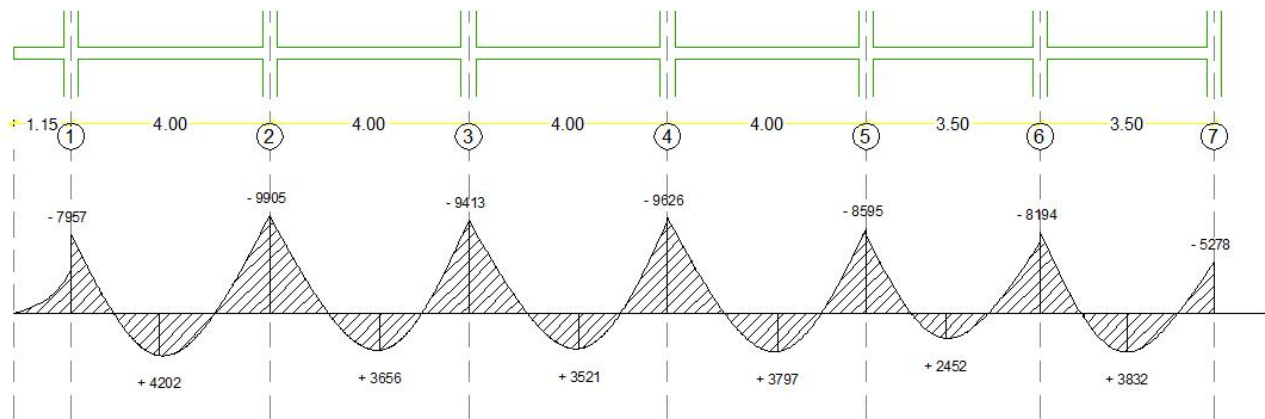
COMBINACIONES DE CARGA TEORÍA DE ROTURA												
Elemento	Combinación 1		Combinación 2-1		Combinación 2-2		Combinación 3-1		Combinación 3-2		Envolvente	
	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j
1	0.0	-4376.4	0.0	-3282.3	0.0	-3282.3	0.0	-1987.2	0.0	-1987.2	0.0	-4376.4
2	-7645.8	-9905.1	-3511.4	-9255.7	-7957.4	-5602.0	-1317.0	-6275.0	-5685.0	-2685.4	0.0	-7957.4
3	-9828.4	-9334.5	-5900.7	-8537.0	-8841.9	-5464.7	-3000.3	-5742.8	-5889.9	-2724.4	0.0	-9334.5
4	-9412.5	-9265.1	-5463.4	-8534.9	-8655.4	-5362.8	-2707.0	-5760.3	-5843.0	-2643.9	0.0	-9412.5
5	-9625.8	-8594.5	-5659.0	-7987.7	-8779.7	-4904.0	-2836.5	-5423.5	-5902.5	-2393.9	0.0	-8594.5
6	-7812.6	-7204.7	-4195.1	-6971.0	-7523.9	-3836.0	-1916.2	-4793.5	-5186.6	-1713.5	0.0	-7204.7
7	-8194.2	-4065.3	-4294.6	-5277.7	-7996.7	-820.3	-1888.5	-4069.7	-5525.7	309.5	0.0	-4065.3
8	0.0	-2615.1	0.0	-1961.3	0.0	-1961.3	0.0	-1350.0	0.0	-1350.0	0.0	-2615.1
9	-4638.0	-5820.3	-2914.2	-4882.5	-4042.8	-3848.0	-1795.5	-3534.0	-2904.3	-2517.6	0.0	-4638.0
10	-5774.7	-5604.7	-3820.9	-4700.9	-4841.2	-3706.2	-2493.1	-3375.8	-3495.5	-2398.6	0.0	-5604.7
11	-5651.0	-5494.4	-3760.9	-4605.3	-4715.6	-3636.3	-2442.5	-3321.8	-3380.5	-2369.8	0.0	-5494.4
12	-5734.2	-5167.8	-3816.2	-4347.5	-4785.2	-3404.2	-2486.8	-3121.1	-3438.8	-2194.3	0.0	-5167.8
13	-4749.8	-4144.7	-3023.7	-3657.2	-4101.0	-2559.9	-1918.8	-2706.2	-2977.2	-1628.2	0.0	-4144.7
14	-4778.3	-2423.5	-3052.2	-2391.9	-4115.3	-1243.4	-1962.7	-1764.8	-3007.1	-636.4	0.0	-2423.5
15	562.0	-1031.6	-1740.2	1274.0	2583.2	-2821.4	-1871.8	1551.9	2375.8	-2471.7	2583.2	-1031.6
16	52.5	-15.4	-2313.3	2418.1	2392.1	-2441.2	-2285.3	2377.1	2337.5	-2396.9	2392.1	-15.4
17	61.5	-43.8	-2275.2	2335.5	2367.5	-2401.2	-2250.9	2305.2	2310.3	-2348.4	2367.5	-43.8
18	90.2	-106.8	-2259.4	2298.2	2394.7	-2458.4	-2245.7	2289.8	2326.7	-2383.4	2394.7	-106.8
19	-100.9	269.8	-2411.3	2597.8	2259.9	-2193.1	-2338.7	2472.2	2250.5	-2234.6	2259.9	269.8
20	157.7	-257.8	-2257.2	2283.3	2493.8	-2670.0	-2266.3	2324.3	2401.3	-2542.1	2493.8	-257.8
21	-650.8	1353.3	-2609.9	2968.7	1633.7	-938.7	-2376.2	2526.0	1793.0	-1312.8	1793.0	1353.3
22	2236.4	-2022.9	1500.6	-952.9	1854.0	-2081.5	879.4	-445.5	1226.6	-1554.3	2236.4	-2022.9
23	-90.4	45.6	-935.6	1061.6	800.0	-993.2	-897.6	1040.9	807.6	-977.9	807.6	45.6
24	34.2	-46.3	-738.2	940.0	789.5	-1009.4	-730.6	933.3	770.2	-981.9	789.5	-46.3
25	257.0	-239.8	-575.3	789.2	960.8	-1148.9	-633.1	835.0	876.1	-1069.0	960.8	-239.8
26	-510.7	418.0	-1193.9	1323.8	427.8	-696.8	-1034.2	1202.3	559.0	-782.9	559.0	418.0
27	731.7	-632.2	-394.6	606.0	1492.1	-1554.3	-582.1	744.4	1271.5	-1378.0	1492.1	-632.2
28	-1674.6	2423.5	-1529.6	2391.9	-982.4	1243.4	-875.4	1764.8	-337.8	636.4	0.0	2423.5

Combinación 1
 $U = 1,4D + 1,7L$

Combinación (2-1 y 2-2)
 $U = 0,75 (1,4D + 1,7L \pm 1,9S)$

Combinación (3-1 y 3-2)
 $U = 0,9D \pm 1,4S$

VIGA DE CARGA ENTREPISO "B" ENVOLVENTE DE MOMENTO - TEORÍA DE ROTURA



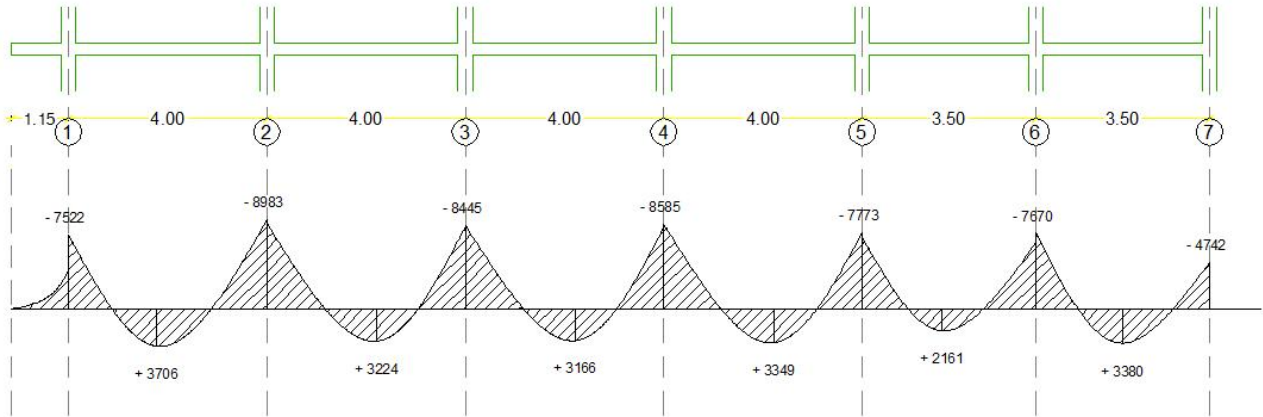
COMBINACIONES DE CARGA TEORÍA DE AGOTAMIENTO RESISTENTE (LRFD)												
Elemento	Combinación 1		Combinación 2-1		Combinación 2-2		Combinación 3-1		Combinación 3-2		Envolvente	
	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j	M_i	M_j
1	0.0	-3859.2	0.0	-3405.6	0.0	-3405.6	0.0	-1987.2	0.0	-1987.2	0.0	-3859.2
2	-6738.4	-8736.8	-4402.0	-8982.6	-7522.0	-6418.6	-1941.0	-5762.2	-5061.0	-3198.2	0.0	-7522.0
3	-8669.2	-8232.0	-6608.8	-8339.8	-8672.8	-6183.8	-3413.1	-5311.6	-5477.1	-3155.6	0.0	-8672.8
4	-8300.0	-8170.8	-6205.0	-8320.8	-8445.0	-6094.8	-3155.0	-5315.1	-5395.0	-3089.1	0.0	-8445.0
5	-8488.4	-7578.0	-6395.0	-7772.6	-8585.0	-5608.6	-3274.5	-4990.7	-5464.5	-2826.7	0.0	-8585.0
6	-6888.8	-6355.6	-4913.2	-6699.0	-7249.2	-4499.0	-2383.4	-4353.5	-4719.4	-2153.5	0.0	-7249.2
7	-7227.6	-3580.4	-5071.8	-4741.8	-7669.8	-1613.8	-2408.1	-3444.1	-5006.1	-316.1	0.0	-7669.8
8	0.0	-2284.8	0.0	-2103.0	0.0	-2103.0	0.0	-1350.0	0.0	-1350.0	0.0	-2284.8
9	-4058.0	-5082.4	-3315.2	-5052.4	-4107.2	-4326.4	-1953.9	-3388.8	-2745.9	-2662.8	0.0	-4107.2
10	-5043.6	-4897.6	-4291.4	-4853.6	-5007.4	-4155.6	-2636.3	-3236.2	-3352.3	-2538.2	0.0	-5043.6
11	-4938.0	-4799.2	-4207.0	-4762.4	-4877.0	-4082.4	-2576.5	-3185.8	-3246.5	-2505.8	0.0	-4938.0
12	-5009.6	-4516.4	-4272.4	-4482.6	-4952.4	-3820.6	-2622.8	-2988.7	-3302.8	-2326.7	0.0	-5009.6
13	-4150.4	-3617.6	-3440.0	-3729.6	-4196.0	-2959.6	-2070.0	-2552.2	-2826.0	-1782.2	0.0	-4196.0
14	-4172.4	-2124.0	-3477.2	-2330.8	-4223.2	-1524.8	-2111.9	-1603.6	-2857.9	-797.6	0.0	-4223.2
15	496.0	-910.8	-1081.0	637.8	1953.0	-2236.2	-1265.0	977.1	1769.0	-1896.9	1953.0	-1265.0
16	46.0	-13.2	-1609.2	1691.8	1692.8	-1718.2	-1624.9	1695.1	1677.1	-1714.9	1692.8	-1624.9
17	54.0	-38.4	-1580.4	1627.2	1677.6	-1696.8	-1599.3	1640.4	1658.7	-1683.6	1677.6	-1599.3
18	79.6	-94.4	-1563.0	1586.6	1703.0	-1751.4	-1592.5	1622.2	1673.5	-1715.8	1703.0	-1592.5
19	-89.2	238.4	-1716.8	1889.4	1561.2	-1472.6	-1683.1	1799.8	1594.9	-1562.2	1594.9	-1716.8
20	139.6	-228.4	-1546.0	1540.8	1788.0	-1935.2	-1599.5	1629.1	1734.5	-1846.9	1788.0	-1599.5
21	-574.4	1194.4	-1993.8	2420.8	984.2	-321.2	-1780.6	1977.6	1197.4	-764.4	1197.4	-1993.8
22	1967.2	-1773.2	1632.0	-1212.2	1880.0	-2004.2	929.0	-603.9	1177.0	-1395.9	1967.2	-1773.2
23	-79.2	38.8	-681.0	761.0	537.0	-681.0	-654.0	752.5	564.0	-689.5	564.0	-681.0
24	29.6	-40.4	-507.6	646.6	564.4	-721.4	-516.2	659.7	555.8	-708.3	564.4	-516.2
25	226.0	-210.4	-337.0	490.0	741.0	-870.0	-417.5	563.0	660.5	-797.0	741.0	-417.5
26	-449.6	366.0	-968.8	1042.6	169.2	-375.4	-806.6	918.7	331.4	-499.3	331.4	-968.8
27	643.6	-553.6	-87.4	253.6	1236.6	-1262.4	-317.3	441.2	1006.7	-1074.8	1236.6	-317.3
28	-1496.8	2124.0	-1430.8	2330.8	-1046.8	1524.8	-798.6	1603.6	-414.6	797.6	0.0	-1496.8

Combinación 1
 $U = 1,2 (CP + CF + CT) + 1,6 (CV + CE) + 0,5 CVt$

Combinación (2-1 y 2-2)
 $U = 1,2 CP + \gamma CV \pm S$

Combinación (3-1 y 3-2)
 $U = 0,9 CP \pm S$

VIGA DE CARGA ENTREPISO "B"
 ENVOLVENTE DE MOMENTO - TEORÍA AGOTAMIENTO RESISTENTE



Apéndice C.3 Combinación de carga Teoría de Agotamiento Resistente (LRFD). Pórtico "B"

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

Título	DESCRIPCIÓN DE LA EVOLUCIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES A FLEXIÓN EN CONCRETO ARMADO EN VENEZUELA, MEDIANTE LA TEORÍA ELÁSTICA Y LA TEORÍA PLÁSTICA.
Subtítulo	Comparación de las Teorías Elástica y Plástica para el diseño de elementos de concreto armado sometidos a flexión pura.

Autor(es)

<i>Apellidos y Nombres</i>	<i>Código CVLAC / e-mail</i>	
<i>Fernández M., Carmen C.</i>	<i>CVLAC</i>	<i>25.914.701</i>
	<i>e-mail</i>	fcarmencorina@gmail.com
	<i>e-mail</i>	

Palabras o frases claves:

Teoría Elástica
Teoría Plástica
Teoría Clásica
Teoría de Rotura
Factores de mayoración de cargas
Factores de reducción de resistencia
Combinación de cargas
Envolvente de Momento

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Sub-área
Ciencias de la Tierra	Departamento de Ingeniería Civil

Resumen (abstract):

El propósito del presente trabajo de grado presentado a la Universidad de Oriente consiste en estudiar las diferentes teorías para el diseño de estructuras de concreto armado, considerando su evolución a través del tiempo. Como ejemplo se utilizó el planteamiento estructural propuesto para una obra de construcción ubicada en la Calle Caracas en el sector Merecure en la Parroquia Catedral de Ciudad Bolívar en el Municipio Angostura del Orinoco. Se utilizó como ejemplo de cálculo para demostrar las diferentes metodologías existentes y realizar una comparación entre las áreas de acero obtenidas con cada una de ellas en una viga de carga sometida a esfuerzos flexionantes, debido a carga permanente, carga variable y sismo en las diferentes combinación correspondientes. Aplicando los coeficientes de trabajo y los factores de reducción de carga se determinaron las áreas de acero correspondiente a las envolventes de diseño de la viga, valores que permitieron establecer una comparación entre ellas. En cuanto a su metodología es del tipo descriptiva y de diseño documental. De tal manera que ameritó realizar revisión de la bibliografía y normas existentes sobre la metodología correspondiente a la teoría aplicada en cada uno de los casos. Toda la información necesaria fue recabada mediante herramientas tales como Personal Computer, calculadora y bibliografías consultadas, utilizando software para análisis estructural y análisis sísmicos para determinar los esfuerzos producidos en viga de concreto. También se utilizó Excel para realizar las combinaciones de cargas de acuerdo a las teorías consideradas. A partir de los resultados obtenidos pudimos realizar los estudios pertinentes para llegar a las conclusiones y recomendaciones, comparando las áreas de acero de refuerzo calculadas entre las diferentes metodologías de cálculo consideradas, lo que nos permite resaltar la importancia de este tipo de estudios en el campo de la ingeniería civil en el área de diseño y cálculo de elementos estructurales de concreto armado.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail	
Pérez S. Rogelio	ROL	CA ☐ AS ☐ TU ☒ JU ☐
	CVLA	5553168
	e-mail	rperezs162@gmail.com
	e-mail	
Giovanni Grieco	ROL	CA ☐ AS ☐ TU ☐ JU ☒
	CVLA	8.868.256
	e-mail	grieogiov@gmail.com
	e-mail	
Antonio Sequera	ROL	CA ☐ AS ☐ TU ☐ JU ☒
	CVLAC	19.870.057
	e-mail	Antonio.sequera@gmail.com
	e-mail	

Fecha de discusión y aprobación:

Año Mes Día

2022	09	
-------------	-----------	--

Lenguaje Español

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

Nombre de archivo
Tesis_AGOTAMIENTO_RESISTENTE.docx

Caracteres permitidos en los nombres de los archivos: **A B C D E F G H I J K L M N O P Q R S T**
U V W X Y Z a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 _ - .

Alcance:

Espacial: Edif. Para depósito y oficina Serlab, c.a. (Opcional)

Temporal: 6 años (Opcional)

Título o Grado asociado con el trabajo: Ingeniero Civil

Nivel Asociado con el Trabajo: Pregrado

Área de Estudio: Ingeniería Civil

Otra(s) Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado: Universidad de Oriente

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso –



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.



hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

JUAN A. BOLANOS CUNVELO
Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/marija

Apartado Correos 094 / Telfs: 4008042 - 4008044 / 8008045 Telefax: 4008043 / Cumaná - Venezuela

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009) : "Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Consejo Universitario, para su autorización."

AUTOR 1

AUTOR 2

TUTOR