



**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**“DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA LOSAS DE
PISO EMPLEANDO LOSETAS DE MORTERO CELULAR”**

ESTUDIO DE CASO

**Previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

CEVALLOS MACIAS ARIEL ERNESTO

GONZABAY ASECIO MANUEL ORLANDO

TUTOR

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, PH.D.

La Libertad, Ecuador

2020

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por Cevallos Macias Ariel Ernesto y Gonzabay Asencio Manuel Orlando, como requerimiento para la obtención del título de INGENIERO CIVIL.

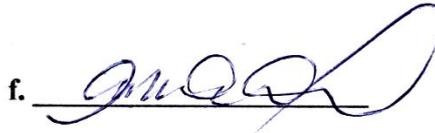
TUTOR



f. _____

Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, PhD.

DIRECTOR DE LA CARRERA



f. _____

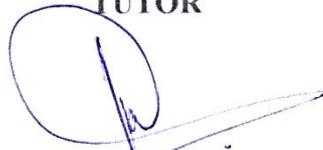
Arq. Gilda Rubira Gómez

La Libertad, a los seis días del mes de Julio del año 2020.

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Estudio de caso “DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA LOSAS DE PISO EMPLEANDO LOSETAS DE MORTERO CELULAR”, elaborado por los estudiantes CEVALLOS MACIAS ARIEL ERNESTO, y GONZABAY ASECIO MANUEL ORLANDO, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingenieros Civiles, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR



f. _____

Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, Ph.D.

La Libertad, a los seis días del mes de Julio del año 2020.

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros,

Ariel Ernesto Cevallos Macias

Manuel Orlando Gonzabay Asencio

DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación/ tarea integradora de grado denominada “DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA LOSAS DE PISO EMPLEANDO LOSETAS DE MORTERO CELULAR”, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los seis días del mes de Julio del año 2020.

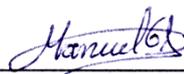
LOS AUTORES

f.



Cevallos Macias Ariel Ernesto

f.



Gonzabay Asencio Manuel Orlando

AUTORIZACIÓN

Nosotros:

Ariel Ernesto Cevallos Macias

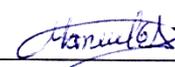
Manuel Orlando Gonzabay Asencio

Autorizamos a la Universidad Estatal Península de Santa Elena a la publicación en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **“DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA LOSAS DE PISO EMPLEANDO LOSETAS DE MORTERO CELULAR”**, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los seis días del mes de Julio del año 2020.

LOS AUTORES

f. 
Cevallos Macias Ariel Ernesto

f. 
Gonzabay Asencio Manuel Orlando

La Libertad, 06 de Julio del 2020

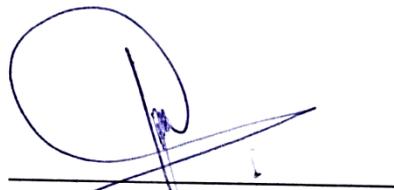
CERTIFICADO ANTIPLAGIO

002-TUTOR JFAR-2020

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad estudio de caso, denominado “DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA LOSAS DE PISO EMPLEANDO LOSETAS DE MORTERO CELULAR”, elaborado por los estudiantes CEVALLOS MACIAS ARIEL ERNESTO, y GONZABAY ASECIO MANUEL ORLANDO, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con un 2% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente



Ing. Jaime F. Argudo R.

DOCENTE TUTOR

Document Information

Analyzed document	TESIS - sin figuras, tablas docx (D75802790)
Submitted	6/29/2020 9:22:00 PM
Submitted by	JAIME F ARGUDO
Submitter email	jargudo@upse.edu.ec
Similarity	2%
Analysis address	jargudo.upse@analysis.arkund.com

Sources included in the report

SA	URL: YAGUAL CASTAÑEDA SUSY STEFANIA.docx Fetched: 10/23/2017 10:21:00 PM	 2
W	URL: https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=5700 Fetched: 9/27/2019 4:07:17 AM	 8
W	URL: https://www.u-cursos.cl/usuario/0e280fd639ac6a63c42fb8d3ed7c6f04/mi_blog/r/Nilson_ ... Fetched: 10/28/2019 11:22:45 PM	 3
W	URL: https://docplayer.es/28773622-Yamith-alfonso-cantillo-mier.html Fetched: 5/13/2020 6:14:12 PM	 2
SA	URL: TESIS angel docx Fetched: 1/2/2019 2:54:00 PM	 1
SA	URL: CAPITULO 7-8-9.pdf Fetched: 12/2/2014 7:16:00 PM	 4
W	URL: https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&oid=50718-34372007000300006 Fetched: 6/29/2020 9:24:00 PM	 1

AGRADECIMIENTO

Son muchos a quienes deseo agradecer, indudablemente doy gloria y gracias a Dios como mi todo en este proceso de principio a fin, a mi Universidad, a mi tutor, a mis padres que respaldaron y acompañaron con ímpetu mi caminar universitario, eternamente gracias.

Ariel Ernesto Cevallos Macias

AGRADECIMIENTO

Agradezco al concluir esta etapa de estudio con este trabajo de titulación, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, a la Carrera de Ingeniería Civil y a mi tutor Ing. Jaime Argudo PhD. Por compartir sus conocimientos y formar en nosotros personas de bien.

De manera muy especial, a mis Padres Jorge Gonzabay Tomala y Antonia Isidora Asencio Sancan por su incondicional apoyo, a mis hermanos Sonnia y Jorge. A todos mis amigos y compañeros que siempre me ayudaron para continuar con mi proceso.

Manuel Orlando Gonzabay Asencio

DEDICATORIA

A mi madre Nancy, a mi padre Ernesto, a mis hermanos Steven, Tommy, Jordy y Jeffrey; a mis amigos con quienes un trabajo en equipo siempre resultaba en una grata experiencia, y a mis hermanos en Cristo quienes con sus consejos me impulsaron al camino y plan de Dios; esta meta es nuestra y vendrán más.

Ariel Ernesto Cevallos Macias

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Dios por brindarme las fuerzas necesarias para culminar esta etapa de mi vida. A mis padres Jorge y Antonia ya que sin su apoyo y sacrificio no hubiese sido posible este logro y a mis familiares y amigos por haber sido partícipes en esta etapa.

Manuel Orlando Gonzabay Asencio

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f.  .

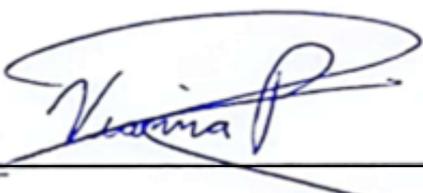
Ing. Juan Garcés Vargas, Mgp.

DECANO DE LA FACULTAD

f.  .

Arq. Gilda Rubira Gómez, MSc.

DIRECTORA DE CARRERA

f.  .

Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.

DOCENTE DEL ÁREA

f.  .

Abg. Víctor Coronel Ortiz, Mgt.

SECRETARIO GENERAL (E)

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO.....	VIII
DEDICATORIA	X
ÍNDICE GENERAL.....	XIII
INDICE DE TABLAS	XIX
INDICE DE ILUSTRACIONES.....	XX
RESUMEN.....	XXII
ABSTRACT	XXIII
1. CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	2
1.1. Antecedentes.....	2
1.2. Planteamiento del problema	5
1.3. Objetivos de investigación	6
1.3.1 Objetivo general.....	6
1.3.2 Objetivos específicos	6
1.4. Alcance	6
1.5. Justificación.....	7
1.6. Hipótesis de trabajo	8
1.7. Variables.....	8
1.7.1 Variable independiente	8
1.7.2 Variable dependiente	8
1.8. Metodología general de la investigación.....	8
2. CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO	10
2.1. Fundamentación teórica.....	10
2.2. Mortero	10
2.2.1 Definición	10
2.2.2 Componentes	10
2.2.3 Cemento.....	10

2.3. Ensayos.....	12
2.3.1 Resistencia a la compresión.....	12
2.3.2 Resistencia a la flexión.....	14
2.3.3 Absorción de humedad.....	15
2.4. Normas para ensayos del material.....	16
2.5. Aditivos.....	16
2.5.1 General.....	16
2.5.2 Funciones.....	16
2.6. Mortero celular.....	17
2.6.1 Definición.....	17
2.6.2 Densidad y resistencia.....	17
2.6.3 Ventajas del mortero celular.....	17
2.6.4 Aplicaciones en función de la densidad.....	18
2.6.5 Desventajas del hormigón celular.....	18
2.6.6 Componentes del mortero celular.....	18
2.6.7 Equipo para generar espuma.....	20
2.6.8 Humedad.....	20
2.6.9 Velocidad de construcción.....	20
2.6.10 Aislamiento térmico.....	21
2.6.11 Resistencia al fuego.....	22
2.6.12 Material ecológico.....	22
2.6.13 Técnicas y obtención del hormigón celular.....	22
2.7. Sistema estructural de losas.....	24
2.7.1 Losa maciza.....	25
2.7.2 Losa nervada.....	25
2.7.3 Losa en una dirección.....	27
2.7.4 Losa en dos direcciones.....	28

2.7.5 Losa soportada por vigas rígidas o muros	28
2.7.6 Losas con bordes libres.....	29
2.7.7 Losa plana.....	30
2.7.8 Losa con vigas peraltadas o descolgadas	30
3. CAPÍTULO 3 MARCO METODOLÓGICO	32
3.1. Especificaciones ACI 318-14 para vigas.....	35
3.2. Límite de altura mínima para vigas	35
3.3. Requisito de diseño y durabilidad	36
3.3.1 Resistencia especificada a la compresión	36
3.3.2 Módulo de elasticidad.....	36
3.4. Refuerzo de acero	37
3.5. Prisma de Witney	39
3.6. Resistencia a cortante en una dirección.....	41
3.7. Consideraciones en el diseño de vigas rectangulares según McCormac & Brown.	43
3.7.1 Dimensiones de la viga.	43
3.7.2 Deflexiones	43
3.7.3 Estimación del peso de la viga.....	46
3.7.4 Selección de las varillas.....	46
3.7.5 Recubrimiento.....	46
3.7.6 Separación mínima entre varillas.....	47
3.7.7 Longitud de desarrollo	47
3.7.8 Ganchos	48
3.8. Estados de carga considerados en el diseño de losa.....	49
3.8.1 Carga viva.....	49
3.8.2 Carga muerta	51
3.8.3 Combinaciones de carga para diseño.....	52

3.8.4 Especificaciones de diseño	53
3.9. Diseño de vigas rectangulares por flexión	53
3.9.1 Dimensiones.....	54
3.9.2 Refuerzo longitudinal al mínimo en elementos a flexión	54
3.9.3 Refuerzo transversales	54
3.9.4 Ubicación de los estribos para confinamiento	55
3.10. Concreto agrietado: etapa de esfuerzos elásticos	56
3.10.1 Momentos de agrietamiento.....	57
3.10.2 Comportamiento de vigas sin refuerzo por flexión	59
3.11. Capacidad por carga axial de las columnas.	60
3.12. Resistencia de diseño.	60
3.12.1 Cortante.....	60
3.12.2 Cortante en dos direcciones proporcionada por el concreto.	61
3.12.3 Método de análisis simplificado para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.	61
3.12.4 Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.....	61
3.12.5 Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.....	62
4. CAPÍTULO 4 DISEÑO Y ENSAYO DE VIGA	63
4.1. Características del ensayo.....	63
4.1.1 Geometría de la viga.....	66
4.1.2 Estimación del M_{cr}	67
4.1.3 Diseño refuerzo por resistencia última	70
4.1.4 Estimación de deflexiones	71
4.1.5 Evaluación de la resistencia a cortante y estribos.....	73
4.1.6 Condición de izado	75
4.1.7 Diseño de elementos de soporte.....	76

4.2 Resultados del ensayo.....	80
4.2.1 Parámetros del agrietamiento.....	80
4.2.2 Procesamiento de datos del ensayo.....	82
4.2.3 Cálculo del módulo de elasticidad.....	85
4.2.4 Análisis de deflexiones.....	92
5. CAPÍTULO 5 DISEÑO DE LOSA.....	95
5.1. Dimensionamiento de columnas y vigas.....	95
5.1.1 Geometría de Columnas:.....	95
5.1.2 Geometría de Vigas.....	95
5.2. Arquitectura del proyecto.....	96
5.3. Diseño de losetas.....	97
5.3.1 Propiedades del elemento.....	97
5.3.2 Condición de servicio.....	99
5.3.3 Condición de construcción.....	106
5.3.4 Condición de izado.....	106
5.4. Diseño de nervios.....	107
5.4.1 Condición de servicio.....	108
5.4.2 Condición de construcción.....	123
5.4.3 Condición de izado.....	127
6. CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	129
6.1. Conclusiones.....	129
6.1.1 Aplicabilidad del diseño.....	129
6.1.2 Colocación de losetas en el sitio.....	129
6.1.3 Uso de aditivos en la mezcla.....	129
6.1.4 Parámetros mecánicos del mortero celular.....	130
6.2. Recomendaciones.....	131
7. Referencias.....	134

8. Bibliografía	136
9. Netgrafía.....	138
10. ANEXOS.....	139
Ensayos de laboratorio	139
Pruebas de plastificación	139
Presupuesto para la construcción de una losa alivianada con mortero celular.....	143

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Características físicas del hormigón celular en autoclave.....	21
Tabla 2 Altura mínima de vigas no pre-esforzadas con concreto normal.....	36
Tabla 3. Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no pre-esforzados.	38
Tabla 4. Casos donde no se requiere A_v -min.....	42
Tabla 5: A_v -min requerida.....	42
Tabla 6 Deflexión máxima admisible calculada	43
Tabla 7 Factor dependiente del tiempo	45
Tabla 8 Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción.....	48
Tabla 9 Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción.....	49
Tabla 10. Sobrecargas vivas mínima.....	50
Tabla 11. Peso unitario de materiales de construcción	51
Tabla 12. Determinación del factor de modificación λ	58
Tabla 13: Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.....	62
Tabla 14. Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.....	62
Tabla 15 Deflexiones estimadas por cargas aplicadas	72
Tabla 16 Datos de la Curva Momento-Curvatura	73
Tabla 17 Datos de ensayo carga-deflexión	83
Tabla 18 Datos proyectados del ensayo	85
Tabla 19 Pares ordenados proyectados	86
Tabla 20 Interpolación de los datos de carga-deflexión a esfuerzo-deformación.....	88
Tabla 21 Comparación de resultados del módulo elástico.....	91
Tabla 22 Carga muerta sobre losetas.....	99
Tabla 23 Parámetros de resistencia una loseta en condición de servicio	106
Tabla 24 Análisis de carga muerta	108

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Mezcla fresca de mortero	12
Ilustración 2 Prensa Hidráulica.....	13
Ilustración 3 Moldes de cubo para mortero	14
Ilustración 4 Horno	15
Ilustración 5 Agente espumante	19
Ilustración 6 Maquina generadora de espuma	20
Ilustración 7 Losa Maciza.....	25
Ilustración 8 Vista isométrica losa alivianada	26
Ilustración 9 Losa en una dirección.....	27
Ilustración 10 Losa en dos direcciones.....	28
Ilustración 11 Condiciones de empotramiento de losa.....	29
Ilustración 12 Losa plana.....	30
Ilustración 13 Losa con vigas peraltadas.....	31
Ilustración 14 Disposición de losetas y nervios.....	34
Ilustración 15 Módulo de elasticidad secante y tangente	37
Ilustración 16 Algunas formas posibles de la distribución de esfuerzos.....	39
Ilustración 17 Determinación de la distancia mínima al borde	47
Ilustración 18 Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.....	54
Ilustración 19 Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal	55
Ilustración 20 Separación de estribos	56
Ilustración 21. Etapa de resistencia última	57
Ilustración 22 Vano de corte en vigas	59
Ilustración 23 Efectos de la relación a/d sobre el momento.....	59
Ilustración 24. Efectos de la relación a/d sobre el cortante	60
Ilustración 25 Sistema de Apoyos y viga sobrepuesta	63
Ilustración 26 Ubicación del dispositivo adaptado para mediciones de deflexión...	64
Ilustración 27 Precisión del dispositivo para mediciones (0,025mm).....	64
Ilustración 28 Agrietamiento de la sección.	65
Ilustración 29 Método de aplicación de cargas	66
Ilustración 30 Relación a/h de vigas.....	67
Ilustración 31 Carga-Deformación	72
Ilustración 32 Gráfica Momento-Curvatura	73

Ilustración 33 Disposición de la condición de Izado para la preparación del ensayo.	75
Ilustración 34 Inclinación de la carga sobre las columnas.	78
Ilustración 35 Resultado del ensayo	81
Ilustración 36 Diferencia de pendiente en los valores iniciales.....	84
Ilustración 37. Gráfica carga-deflexión ampliada	86
Ilustración 38. Curva Esfuerzo-Deformación Unitaria.....	89
Ilustración 39 Ampliación de la Curva esfuerzo-deformación.....	93
Ilustración 40 Modelado en SAP2000, Ensayo de Viga (en Kg)	94
Ilustración 41 Resultados de la deflexión de viga (en mm)	94
Ilustración 42 Geometría de Vigas de Borde.....	95
Ilustración 43 Geometría de Nervios y Vigas de Centro.....	96
Ilustración 44 Plano Arquitectónico de planta alta.....	97
Ilustración 45. Dimensiones de la loseta.	98
Ilustración 46 Fuerza Cortante en Losetas. 1° Condición	100
Ilustración 47 Diagrama de fuerza cortante 2° Condición	101
Ilustración 48 Máxima fuerza cortante en losetas. 2° Condición.....	101
Ilustración 49 Mmax-Loseta (kg-cm), C1	102
Ilustración 50 Diagrama de Momento (kg-cm), Loseta C2.....	103
Ilustración 51 Momento máximo sobre la loseta (kg-cm), C2.....	103
Ilustración 52 Diagrama de momentos sobre el nervio (kg-cm)	110
Ilustración 53 Disposición de varillas longitudinales sobre el nervio	117
Ilustración 54 Diagrama de Fuerza Cortante sobre el nervio más crítico (kg).....	122
Ilustración 55 Tramo de la viga con requerimiento de refuerzo por corte	122
Ilustración 56 Diagrama de Momentos en Nervio-Condición de Izado (kg-m).....	128

“DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA LOSAS DE PISO EMPLEANDO LOSETAS DE MORTERO CELULAR”

AUTORES:

CEVALLOS MACÍAS ARIEL ERNESTO
GONZABAY ASECIO MANUEL ORLANDO

TUTOR:

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME
FERNANDO, PH.D.

RESUMEN

El presente trabajo de titulación contiene el diseño estructural de un sistema de losa alivianada que utiliza losetas de mortero celular, conforme los lineamientos de las normas norteamericanas ACI 318-14, ACI 523.3R-14 y ecuatorianas NEC-SE-CG (Cargas no sísmica), NEC-SE-HM (Estructuras de Hormigón Armado) Y NEC-SE-VIVIENDA (Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m).

Se realizaron ensayos de laboratorio para hallar una composición óptima del mortero celular, alivianado a través de la inserción de burbujas de aire. Se construyó y ensayó a cargas elásticas una viga a escala real sobre un sistema de apoyos de plintos; el elemento se ensayó a flexión pura para obtener sus propiedades mecánicas, las que posteriormente se usarán en el diseño estructural de las losetas y nervios. Se diseñaron nervios prefabricados, compuestos de dos materiales, en la zona inferior se colocó mortero celular, quedando expuesta la porción superior de la armadura, para su posterior fundición in situ y así conseguir la unión monolítica de las vigas fundidas in situ con las losetas y nervios prefabricados, formando secciones compuestas.

Finalmente, se establecieron conclusiones y recomendaciones sobre los resultados obtenidos en esta investigación y orientar las investigaciones futuras sobre este material.

Palabras Clave: Hormigón ligero, Diseño estructural, Normas (Ingeniería), NEC-SE-VIVIENDA, ACI 318S-14, ACI 523.3R-14.

ABSTRACT

The research paper contains the structural design of a cellular mortar slab system composed of precast unreinforced slab panels and partially precast cellular mortar joists, top half-filled on site with concrete to obtain composed behavior with cast in place frame beams and columns. Slab design is based on specifications from U.S. codes ACI 318-14, ACI 523.3R-14 and specifications from Ecuadorian codes: NEC-SE-CG (Non-seismic loads), NEC-SE-HM (Reinforced Concrete Structures) and NEC-SE-HM (Structures up to 2 floors with spans of up to 5 m).

Laboratory tests were performed to obtain an optimal composition for the cellular mortar mix, a material relieved through air bubbles injection. A full-scale beam and a plinth-based support system were also built to test the element in pure bending and to obtain its mechanical properties for subsequent structural designs of precast cellular mortar elements. Precast joists, were designed with cellular mortar in its lower half and cast in place concrete in its upper half. Top steel reinforcement was exposed during form work to place top concrete on site. It's a result, a monolithic and composed beam to slab section was achieved.

Code Words: Lightweight concrete, Structural Design, Standards (Engineering), NEC-SE-HOUSING, ACI 318S-14, ACI 523.3R-14.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Los Romanos fueron los pioneros en la elaboración de hormigones livianos para edificaciones, la historia data del año 20 a.C. Siendo estos el producto de materiales cementantes que incluían limos calcinados y/o piedra pómez, teniendo excelentes resultados en sus hormigones terminados, que aún se pueden observar en la actualidad, en estructuras tales como el Coliseo Romano en sus arcos y la cúpula del Panteón de Agripa (Rodríguez, 2017).

Cada día las investigaciones en diferentes partes del mundo arrojan nuevos resultados de alternativas para la elaboración de hormigones alivianados, obtenidos a partir de la inclusión de variados agregados livianos, residuos orgánicos múltiples, residuos plásticos, entre otros.

Con excepción de las obras monumentales de los romanos en la antigüedad, las construcciones se elaboraban con piedra y mortero de barro (en la actualidad conocido como adobe), posteriormente pasó a utilizarse los morteros de arcilla para la misma función, y en consiguiente se usaron morteros elaborados con cal apagada hecha a partir de la cal viva. Como parte de la prehistoria, la cal ha sido el material conglomerante más utilizado, fue el resultado de rocas carbonatadas tales como calizas y dolomitas. Tuvo su aparición en el periodo neolítico a través de griegos y romanos que la empleaban tanto para elaborar ladrillos como también en la construcción de suelos y pavimentos de mortero de cal. (Alvarez Galindo, Marin Perez, & García Casado, s.f.)

Los egipcios emplearon los morteros de yeso usándolos en la mampostería con el propósito de facilitar la colocación y acoplamiento de grandes bloques de roca, así como también su uso fue direccionado a enlucidos y decoración como parte de acabados (Ponce, 2008).

En el siglo XVIII surge el denominado cemento hidráulico que tiene la propiedad de fraguar con el agua y en el siglo siguiente se da la aparición del Cemento Portland

llamado así por el color similar al de la piedra de una cantera en la Isla Portland (Alvarez Galindo, Marin Perez, & García Casado, s.f.).

En la actualidad, el mortero en general es la mezcla de un material conglomerante inorgánico, arena y agua; y puede o no tener una función estructural. Las normas ASTM clasifican a los morteros para uso en mampostería por sus propiedades físicas y mecánicas tales como resistencia a la compresión, retención de agua y contenido de aire. También los clasifica por sus proporciones respecto a dosificación acorde a su masa o volumen, según lo cual para mismas dosificaciones puede variar la resistencia ya que esta va a depender exclusivamente de la granulometría de la arena (Cadena, 2016).

Por lo mencionado, los morteros pueden ser de diferentes orígenes tales como: premezclados en planta, premezclados en seco o elaborados in situ.

En la Norma Ecuatoriana de la construcción se mencionan dos tipos de morteros para una mampostería estructural: el mortero de pega el cual debe cumplir con parámetros de plasticidad, consistencia, retención de agua, entre otros y se sub clasifica de acuerdo a la dosificación de los elementos componentes de la mezcla, la misma que está proyectada a una resistencia; y, el mortero de relleno mejor conocido como *grout* o mortero de alta resistencia a la compresión, el cual debe cumplir parámetros de resistencia y fluidez necesarios para ser colados en las celdas correspondientes a los elementos que conforman una mampostería y se clasifican como finos o gruesos dependiendo de su dosificación.

Estos dos tipos de morteros especificados en nuestro país están regidos por las normas ASTM C207 y ASTM C476, respectivamente. Adicional a esto, existe el mortero de recubrimiento, el cual no es de uso estructural sino más bien cumple una función de estética para las paredes y elementos estructurales. Este mortero no requiere de una resistencia específica, sino de una plasticidad conveniente (Robalino Villagómez, 2016).

Con el surgimiento de nuevas metodologías constructivas de tipo industrial desarrolladas con el objetivo de obtener mejores rendimientos en tiempos de construcción junto con mejores resultados respecto a propiedades mecánicas y acabado; los muros de mampostería estructural compuestos de mortero, bloques y acero generalmente de hasta 4 pisos de altura en la actualidad son reemplazados por

muros portantes para extensos números de pisos colados en formaletas metálicas o de PVC. A dichos muros se les da un acabado final de textura agradable, y están constituidos de un concreto convencional o concreto liviano conjuntamente con acero de refuerzo, lo que los hace muy rígidos, de buenas propiedades de aislamiento y capacidad de soportar su peso propio y el de otros elementos no estructurales, siendo su comportamiento muy predecible ante fuerzas actuantes producto de un movimiento sísmico. Este tipo de muros pueden ser muy esbeltos y se definen como muros en cantiléver que trabajan a flexión antes que a corte, los muros más esbeltos con relación $H/L < 2$ trabajan fundamentalmente a corte (Slawko & Iván, 2012).

Al usar un concreto estructural liviano, se reduce la carga muerta de una estructura y esto permite reducir el tamaño de otros elementos estructurales de soporte tales como columnas y zapatas produciéndose una compensación en costo, ya que los elementos estructurales al ser competentes con menores secciones reducen los volúmenes de hormigón y por ende usan menores cantidades de acero.

Estadísticamente, existe un gran beneficio en la aplicación de concretos livianos en edificaciones para reducción de la carga muerta, además resultan ser muy resistentes al fuego permitiendo a las estructuras proteger vidas en caso de un evento de incendio ya que este no se propaga fácilmente, e incluso proveen una buena resistencia a la transmisión de calor es decir que permite a la estructura aislarse de la temperatura del ambiente (Rengifo & Yupangui, 2013).

La construcción de estructuras usando un concreto de baja densidad se está haciendo cada vez más extensa por sus múltiples beneficios, tanto para edificaciones de muchos pisos como para viviendas de interés social en la cual si estos muros son de hormigón convencional, se requeriría de grandes cimentaciones, lo que se traduciría en un alto costo para el propietario y para esto cada día con investigación y tecnología se busca crear concretos livianos que no tengan comprometida su resistencia y que al trabajar en conjunto con el acero generen un excelente desempeño estático y ante eventos sísmicos considerables (uno de los factores para los cuales se debe diseñar una estructura) sean capaces de salvaguardar la vida de quienes habitan la edificación.

1.2. Planteamiento del problema

La construcción de losas de piso incluye una serie de aspectos que se pueden optimizar con la implementación de un sistema alternativo, tales como:

a) El uso de losa sin encofrado

La actividad de encofrar toda la superficie de losa lleva al constructor, y por consiguiente al cliente a invertir dinero en materiales, entre ellos, la madera de soporte de la losa, clavos, grasa desmoldante de ser el caso, alambres galvanizados de amarre, puntales de soporte, diagonales, entre otros.

Los detalles del encofrado deben ser minuciosos para evitar desniveles, filtraciones del concreto fresco durante la fundición, la caída de algún elemento de soporte que pueda significar accidentes graves o fatales sin mencionar las pérdidas económicas indirectas, consecuencias de un accidente, no sólo hospitalarias para el empleado sino también del prestigio empresarial que resulta afectado.

La necesidad de asegurar los detalles del mencionado encofrado implica un tiempo significativo en la mano de obra, que en términos económicos representa un egreso del constructor, a quien le vendría bien una alternativa que acelere este proceso y reduzca el costo de la obra.

b) Uso de losa nervada

Hasta hace unos pocos años la gran mayoría de losas, eran macizas (sólidas), es decir, sin nervios y con un costo que se mantenía elevado por el hecho de tener una placa con gran volumen de hormigón, sin espacios vacíos importantes. Una placa muy rígida, se convierte en una desventaja sísmica, pues impide la flexión de vigas y la formación de rótulas plásticas en las vigas conectadas a columnas fuertes. La mencionada rigidez de losa conlleva la necesidad de tener columnas más fuertes y de mayores dimensiones para evitar que una placa rígida y fuerte induzca la formación de rotulas plásticas en las columnas antes que en las vigas.

c) Uso ecológico

El uso de los elementos prefabricados resulta ser un medio ecológico que evita el uso de gran cantidad de madera de encofrado que previamente era retirada de la naturaleza.

En conclusión, un elemento prefabricado colocado en obra ahorra una cantidad importante de tiempo traducido en costos de personal y encofrado; tiene una arista eco-amigable pues libera al contratista del uso de maderas, y alivia la losa, promoviendo un mejor comportamiento sísmico de la estructura.

1.3. Objetivos de investigación

1.3.1 Objetivo general

Diseñar un sistema estructural para losas de piso alivianadas empleando losetas de mortero celular.

1.3.2 Objetivos específicos

- Detallar la arquitectura del proyecto.
- Definir las propiedades mecánicas del mortero celular a través de ensayos de laboratorio.
- Definir las propiedades mecánicas de una loseta compuesta en su totalidad de mortero celular.
- Definir las propiedades mecánicas de un nervio compuesto en su zona inferior de mortero celular y en su zona superior de concreto convencional.
- Modelar un sistema aporticado en el software estructural SAP2000 utilizando elementos finitos tipo Shell para las losetas de hormigón celular y un sistema nervado de composición variada soportado en el pórtico principal.
- Establecer las características de diseño para el sistema de losa con mortero celular usando normas NEC – SE – 2015, ACI 318-14 y ACI 523.3R-14.

1.4. Alcance

La investigación a realizar cubrirá las evaluaciones del funcionamiento de una losa alivianada cuyos nervios tienen la composición especificada (hormigón celular en la parte inferior y convencional en la zona superior) teniendo sobre ellos losetas de hormigón celular. El sistema se apoyará sobre un pórtico común de hormigón

convencional de 7 por 8 metros, proyectando la posición de la escalera fuera de esta área y procurando guardar los requerimientos de aplicabilidad en una vivienda de interés social de dos plantas.

Entre las comprobaciones de resistencia se puede enlistar:

- Resistencia de las losetas
 - Momento flector
 - Momento de agrietamiento
 - Cortante
 - Deflexiones
- Resistencia de los nervios
 - Momento flector
 - Momento de agrietamiento
 - Cortante
 - Deflexiones instantáneas y a largo plazo

Así mismo se tendrán las siguientes consideraciones:

- Se evalúan los diferentes casos de solicitación de carga, estos son: construcción, servicio e izado durante el transporte.
- Se respetarán las combinaciones de carga establecidas en la NEC 2015
- No se incluye: el estudio geotécnico, la revisión de la cimentación, el diseño del pórtico de hormigón convencional de dimensiones estandarizadas, entre otros aspectos no mencionados en este alcance.

1.5. Justificación

El sistema tradicional de construcción de losas de piso cada día tiene más alternativas que buscan optimizar aspectos relevantes en los proyectos de obra civil, con varios propósitos, tales como:

- a) Asegurar el comportamiento sísmico de las estructuras
- b) Contar con construcciones más amigables con el medio ambiente
- c) Disminuir los tiempos de entrega
- d) Disminuir la cantidad de mano de obra a utilizar

- e) Mitigar los errores de control de calidad en obra, al implementar en ciertos casos elementos prefabricados que son elaborados en plantas con controles de calidad superior.

El presente método propuesto plantea una solución con elementos parcialmente prefabricados que contribuyen en los siguientes aspectos:

- a) Disminuir el uso de encofrados.
- b) Ahorro de tiempo de construcción en elementos principales de la losa
- c) Ampliar el uso de losas alivianadas en el país, utilizando elementos prefabricados.

Evidentemente estos aspectos tendrán repercusiones positivas en el presupuesto de la obra, en la cantidad de personal a contratar, en la calidad de la construcción y en su respuesta sísmica.

1.6. Hipótesis de trabajo

Resulta factible construir losas en viviendas de interés social con el sistema estructural de nervios y losetas de mortero celular considerando las normas de diseño ACI 318-14, ACI 523.3R-14 y NEC 2015.

1.7. Variables

1.7.1 Variable independiente

Propiedades mecánicas del mortero celular.

1.7.2 Variable dependiente

Sistema estructural de losa a base de mortero celular.

1.8. Metodología general de la investigación

El estudio de caso que busca innovar los diseños de losas, se desarrollará con métodos de investigación experimental y documental; es orientado a un proceso de diseño

práctico de la ingeniería estructural. En el Ecuador el uso del hormigón o del mortero celular, es realmente bajo, se puede suponer que la escasa difusión de sus virtudes, sus desventajas en resistencia y los consecuentes cuidados de aplicación son los principales motivos, más aún si las normas locales no contemplan sus recomendaciones de uso.

En el estudio, se usará para el modelamiento matemático de la losa el programa computacional SAP 2000.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. Fundamentación teórica

Se conoce a los hormigones livianos como aquellos cuya densidad no es mayor a 1920 kg/m³ (*American Concrete Institute, 2014*), que en comparación con los hormigones comunes presentan una densidad de 2400 kg/m³. Según su modo de producción el hormigón ligero se consigue a través de la inclusión de aire y/o agregados livianos, y pueden dar como producto final hormigón celular o ligero, con variadas aplicaciones.

2.2. Mortero

2.2.1 Definición

El mortero es una mezcla compuesta de cemento, arena y agua. A esta mezcla también se le puede añadir aditivos para mejorar alguna de sus propiedades. Se lo obtiene de manera premezclado o se mezcla en obra, y de acuerdo a la relación arena-cemento, se la clasifica por su resistencia obtenida. El mortero puede ser aplicado de diferentes maneras en la construcción; tales como: mampostería, recubrimientos, entre otros (Robalino Villagomez, 2016).

2.2.2 Componentes

Generalmente, los morteros están compuestos por cemento y agregados finos, que al mezclarlos homogéneamente y al añadirle agua se obtiene el mortero convencional.

2.2.3 Cemento

El cemento es el principal componente del mortero y el hormigón, aunque es el material más costoso de los que componen el mortero y hormigón. Al unir el cemento con agua forman una pasta, misma que llena los vacíos que dejan los agregados, además dicha pasta es la que proporciona la trabajabilidad en su estado fresco, mientras que en su estado endurecido le da al mortero la adherencia necesaria y resistencia requerida. El cemento portland es el producto de la mezcla de Clinker, yeso y otros.

Su principal componente es el Clinker, mismo que se lo obtiene de la cocción de calizas y arcillas, materiales que son extraídas desde canteras, seguido por un proceso de trituración antes de llevarlas al proceso de calcinación a una temperatura de entre 1450 y 1480 °C. Para formar el Clinker. (Robalino Villagomez, 2016)

Todo cemento que se comercialice en el mercado debe cumplir con la norma vigente NTE INEN 2380 o ASTM C1157. Esta norma se aplica a los cementos:

- Tipo GU - Uso general
- Tipo HE - (Alta resistencia inicial)
- Tipo MS - Resistencia moderada a sulfatos
- Tipo HS - Alta resistencia a sulfatos
- Tipo MH - Moderado calor de hidratación
- Tipo LH - Bajo calor de hidratación

Agregados

Los agregados son material inorgánico que compone el hormigón, mismos que son cubiertos por cemento y agua para conformarlo. Los agregados conforman en mayor volumen el hormigón o mortero, motivo por el cual son los que fijan las propiedades del concreto. Una mezcla cementicia es el material ligante de los agregados. Los agregados poseen la siguiente clasificación (Robalino Villagomez, 2016):

Agregados gruesos: conocido comúnmente como piedra o grava que conforma el hormigón y es el que se retiene en el tamiz N° 4. Su tamaño máximo suele variar entre 19mm o 25mm.

Agregado fino: es la arena que conforma el hormigón y puede ser producto de la recolección de los ríos de manera natural o de la trituración en cantera, conocida como manufacturada.

Agua

El agua es la sustancia que al mezclarse con el cemento se convierte en una pasta, que después de un determinado tiempo empieza a fraguar y por consiguiente a endurecerse.

Ilustración 1 Mezcla fresca de mortero



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Al término de la obtención de la mezcla, inmediatamente se debe colocar dentro de su encofrado correspondiente para asegurar una trabajabilidad óptima antes que empiece su fraguado y se vuelva rígido. A la mezcla que se encuentra dentro del encofrado se le debe realizar un buen vibrado y compactado para evitar que no queden vacíos dentro del elemento que se está fundiendo.

Luego de retirar el encofrado, se debe realizar el correspondiente curado por siete días de manera adecuada para asegurar que no se produzcan grietas por retracción al fraguado en el elemento fundido.

2.3. Ensayos

2.3.1 Resistencia a la compresión

La ASTM C109 es la norma que rige para los ensayos a compresión de morteros hidráulicos, la misma menciona que se deben realizar las muestras en moldes cúbicos de 50 mm por cada lado.

Procedimientos

Se realiza la mezcla de cemento arena y agua según el diseño que se necesite, para luego vaciarla en unos cubos de medida estándar (50 mm por lado) para que este fragüe y se endurezca.

Después de un día, se desencofra y se sumerge los cubos en agua para su proceso de curado. A los 7, 14 y 28 días se realizan la rotura de los cubos mediante la utilización de una prensa, misma que proporciona la información de la carga máxima que soportó la muestra hasta llegar a la rotura.

Se debe ensayar al menos 2 o más especímenes para promediar los resultados. La resistencia a la compresión está dada en kg/cm^2 y se la obtiene dividiendo la carga máxima obtenida en el ensayo para el área de la superficie del cubo.

Materiales y equipos

- Balanza
- Molde de cubos para mortero de 50mm por lado
- Dial de carga
- Prensa para aplicar la carga

Ilustración 2 Prensa Hidráulica



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Ilustración 3 Moldes de cubo para mortero



Fuente: (Robalino Villagomez, 2016)

2.3.2 Resistencia a la flexión

Según la norma ASTM C-78, la capacidad de flexión del material (mortero celular no reforzado) se la evalúa por medio de vigas o prismas fundidos en moldes de (6in x 6in x 21in). La capacidad a flexión de un elemento de mortero o concreto sin acero de refuerzo se define como su módulo de rotura (f_r), al cual está ligado el momento de agrietamiento (M_{cr}), ambos representan la capacidad máxima del material para resistir flexión sin agrietarse pues permanecen en el rango elástico de esfuerzos, una vez que la aplicación de la carga supera estos esfuerzos, el material se agrieta alcanzando la falla. Por ello se requiere un refuerzo a tensión por la flexión inducida.

Una vez reforzado, el mortero celular contará con la capacidad para desarrollar una resistencia a cedencia F_y y un momento de cedencia M_y correspondiente, estos miden la resistencia a la flexión de un elemento al instante en que el acero embebido alcanza la fluencia, ligada a un comportamiento completamente agrietado, donde las deformaciones no se recuperarán hasta su integridad al retirar la carga.

Procedimientos

Una vez que las vigas se funden y curan, estas se las ubica en la prensa. La prensa aplica cargas a través de rodillos colocados a cada tercio de la viga simplemente apoyada o en el centro de la viga.

Materiales y equipos

- Moldes de vigas
- Balanza
- Dial de carga
- Prensa para aplicar carga
- Rodillos

2.3.3 Absorción de humedad

Este ensayo permite verificar la cantidad de agua que puede absorber el hormigón o mortero, además permite comparar el estado húmedo de la mezcla con su estado superficialmente seco y seco. La norma ASTM C128-97 es la que rige este ensayo.

Procedimiento

El ensayo consiste en ubicar una muestra bajo agua por 48 horas, luego sacar la muestra y pesar, posterior a esto se pesa después de secar la superficie de la muestra. Y al final se vuelve a pesar después de que se haya secado la muestra en un horno. Con los datos obtenidos se calcula la absorción que posee determinada muestra ensayada.

Materiales

- Horno
- Balanza

Ilustración 4 Horno



Fuente: (Robalino Villagomez, 2016)

2.4. Normas para ensayos del material

Se usaron las normas norteamericanas para los ensayos de los materiales utilizados en la investigación experimental, los cuales se encuentran en la norma ASTM (*American Society for Testing and Material*), a continuación se detallan:

- Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-422)
- Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Morteros de Cemento Hidráulico (ASTM C109)
- Método de Ensayo Normalizado para Determinar la Densidad, la Densidad Relativa (Gravedad Específica), y la Absorción de Agregados Finos (ASTM C128 - 04a, 2012)
- Método de Ensayo Normalizado para la Determinación de la Resistencia a la Flexión del Concreto (Utilizando Viga Simple con Carga en los Tercios del Claro) (ASTM C78/C78M - 02, 2010)

2.5. Aditivos

2.5.1 General

En el mercado existe una gran variedad de aditivos para ser añadidos en el estado fresco de la mezcla ya sea hormigón o mortero, los que causan una variación en las propiedades de dichos materiales. A su vez estos aditivos se pueden clasificar según la función que se requiera.

2.5.2 Funciones

Existen muchas funciones asociado a los aditivos, ya sea para ganar resistencia, trabajabilidad, acelera el proceso de fraguado de la mezcla, entre otros. Por ejemplo, un aditivo reductor de agua que también es conocido como plastificante, permite utilizar menos agua en la mezcla pero a su vez gana trabajabilidad, de este mismo tipo existe un súper-plastificante que brinda el mismo efecto en reducir el agua en la mezcla pero con este gana mucha más trabajabilidad es decir tiene un mayor asentamiento con respecto a cuándo se utiliza un aditivo plastificante.

2.6. Mortero celular

2.6.1 Definición

El *American Concrete Institute* (2014), define al hormigón celular como “un producto liviano compuesto de cemento Portland y limo de material fino silicio, como arena o ceniza volante, mezclada con agua para formar una pasta que tiene una estructura de células vacías homogéneas, las células de aire se consigue esencialmente al incluir vacíos resultantes de acción química”

El mortero celular se lo obtiene mediante la combinación de cemento, agregado fino, agua y un agente espumante. Cuando esta mezcla se endurece, resulta ser mucho más liviana que un mortero convencional, puesto que al añadirle burbujas de aire mediante un agente espumante, la mezcla se endurece con pequeños vacíos dentro del elemento fundido y esto hace que esos vacíos le den una ligereza al elemento.

La densidad del mortero celular está directamente ligada a la cantidad de espuma que se le añade a la mezcla, ya que entre más espuma se le ponga, más ligero será el mortero celular. Se puede alcanzar una variedad de densidades diferentes de mortero al variar las proporciones de espuma en cada mezcla. Aunque también hay que tomar en cuenta que la resistencia del mortero va a estar relacionada con la densidad, y esta se reduce cuanto menos densidad tenga la muestra, es decir cuando más espuma se añade a la mezcla.

2.6.2 Densidad y resistencia

Al variar la densidad en el hormigón, es notable que varíen sus propiedades físicas y por consecuente sus aplicaciones. La densidad está en función directa de la resistencia a la compresión ($f'c$), a mayor densidad, mayor resistencia. En la actualidad se han producido hormigones celulares desde los 50 kg/m³ hasta los 1900 kg/m³ (Arbitó, 2016).

2.6.3 Ventajas del mortero celular

El hormigón celular al contar con espacios vacíos en su composición, posee una densidad baja y por ende tendrá una ventaja al momento de diseñar y construir ya que contará con un peso ligero en comparación de un mortero convencional. Además que

gracias a su baja densidad minimiza las cargas sísmicas producida por los esfuerzos horizontales en las estructuras (Rengifo & Yupangui, 2013).

2.6.4 Aplicaciones en función de la densidad

- HC con densidad de 250 a 550 kg/m³, usado en protección contra incendio y aislamiento térmico.
- HC con densidad de 600 a 800 kg/m³, usado para cubiertas ambientales para prevención de derrumbes, sistemas de alcantarillados, rellenos y mampostería.
- HC con densidad de 800 a 900kg/m³, usado en bloques, molduras y otros elementos no portantes.
- HC con densidad de 1100 a 1400 kg/m³, para paredes prefabricadas portantes y no portantes, niveles de piso.
- HC con densidad de 1600 a 1800 kg/m³, paneles de losa, relleno de placas, tabiquería interior.

2.6.5 Desventajas del hormigón celular

- Es un material más costoso
- Es más vulnerable a agentes químicos debido a que este posee mayor porosidad.
- Posee bajas resistencias debido a la presencia de vacíos. Muchas veces es difícil llegar a la resistencia deseada.
- El sistema de dosificación, mezclado y curado debe ser muy cuidadoso en el momento de producción, ya que cualquier factor puede alterar sus propiedades.
- El encofrado necesita de mayor cuidado para el momento de la colocación.
- Requiere un curado en cámaras herméticas muy resistentes y muy costosas, especialmente si se trata de elementos de grandes dimensiones.

2.6.6 Componentes del mortero celular

Los principales componentes son:

- Cemento
- Agregado fino
- Agua
- Espuma

Agente espumante

Según Rengifo & Yupangui (2013), su composición química se basa en agua, agentes tensoactivos y proteínas estabilizadoras; la mezcla espumante es biodegradable y ayudan a encapsular el aire a través de la espuma que se forma, sin causar reacción química alguna con los materiales que lo rodean, obteniéndose después del fraguado un material de baja densidad con gran número de cavidades en su interior. La resistencia y densidad del hormigón o mortero celular depende directamente de la cantidad de agente espumante utilizada.

Ilustración 5 Agente espumante



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

El mezclado del hormigón celular tiene una importancia fundamental en cuanto a la calidad del producto. La resistencia y densidad del hormigón dependen de la duración del mezclado, mientras mayor es el tiempo de mezclado, menor será la densidad.

Otro factor que influye son las características de las mezcladoras, tomando en cuenta la forma de sus paletas y velocidad de rotación, estas influyen directamente sobre la densidad y resistencia del hormigón.

2.6.7 Equipo para generar espuma

En la actualidad se tienen muchas maneras de obtener la espuma, por lo que se opta por generarla mediante una máquina compuesta por una bomba neumática de diafragma y un compresor de aire, los que juntos dotan la espuma requerida para la mezcla del mortero celular.

Ilustración 6 Máquina generadora de espuma



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

2.6.8 Humedad

El mortero celular, al contar con unos poros internos cerrados produce que el efecto de capilaridad sea más lento que en un mortero convencional. Por lo tanto esta también es una gran ventaja a favor del mortero celular (Robalino Villagomez, 2016).

La humedad aporta con resistencia y trabajabilidad en la dosificación del hormigón por la relación agua/cemento. Por lo que es necesario cuantificar la humedad en el árido para determinar el aporte o absorción de agua según el estado higrométrico que estos poseen, esto debe ser tomado en cuenta al momento de la fabricación.

2.6.9 Velocidad de construcción

Gracias a que esta mezcla no tiene agregado grueso, posee una consistencia alta, y la espuma contribuye trabajabilidad en la mezcla, por lo que esta se nivela sin necesidad

de un proceso de vibrado exigente; este efecto depende del peso de concreto que se encuentra por encima de un espacio vacío, de tal modo que, a mayor cercanía de la superficie del acabado, la presión por el peso es baja y aumenta el riesgo de tener cavidades (Robalino Villagomez, 2016).

Un aspecto altamente influyente en la velocidad de la producción del mortero celular, es la rapidez de la máquina para producir espuma, el dispositivo construido en esta investigación dispone de una velocidad insuficiente en contraste con la de producción de concreto, lo que puede generar en amplios periodos de tiempo, pérdida de la espuma incluida en la mezcla.

2.6.10 Aislamiento térmico

Gracias a los espacios que se obtiene después del fraguado del mortero debido a la espuma en su mezcla se produce un material termoaislante, por lo que se obtendrá un gran ahorro energético al crear un alto confort térmico (Robalino Villagómez, 2016).

Se observa como ejemplo, en la tabla 1, las propiedades de un hormigón celular que utiliza polvo de aluminio como aireante, y es especialmente curado de manera acelerada.

Tabla 1 Características físicas del hormigón celular en autoclave

Propiedad	Valor
Calor específico en W.h/Kg.°K	0.28
Conductividad térmica en w/m. °K	0.11-0.20
Dilatación térmica en mm/m	0.008
Punto de fusión en. °C	1100- 1200
Módulo de elasticidad E en Kg/cm ²	14000- 30000
Absorción del agua en g/dm ³ máxima en 24 horas	210
Retracción en mm/m	0.15-0.45
pH	9-10

Fuente: (Peña & Zambrano, 2001)

2.6.11 Resistencia al fuego

Debido a su baja conductividad térmica (tabla 1) y por ser un material resistente al fuego, puede ser aplicado en sistemas contraincendios ya que su flujo de calor es muy bajo (Arbitio, 2016).

Al tratarse de un material incombustible, con un elevado punto de fusión, baja conductividad térmica, bajo coeficiente de dilatación y resistencia al choque térmico sin producir fisuración, se reducen los riesgos de colapso durante el incendio (Peña & Zambrano, 2001).

2.6.12 Material ecológico

Se dice que es un material ecológico, debido a que es un material fácil de demoler en cuanto haya cumplido con su vida útil, además que es fácil triturar por lo que se lo puede reutilizar en fabricación del mismo material como en otros (Robalino Villagomez, 2016).

2.6.13 Técnicas y obtención del hormigón celular

Según sea la necesidad va a variar la dosificación y la utilización del tipo de aditivo que requiera técnicamente la mezcla del hormigón o mortero celular, de acuerdo a la forma en que se originan las células en la mezcla se pueden clasificar en 2 grupos (Arbitio, 2016):

- Hormigón celular por desprendimiento gaseoso
- Hormigón celular con base de espuma

Hormigón celular por desprendimiento gaseoso

Según Arbitio (2016) las células o burbujas se obtienen por desprendimiento de gases en la mezcla como consecuencia de las reacciones químicas.

Actualmente se conocen 3 tipos de procedimientos químicos para la generación de burbujas (Arbitio, 2016):

1. Incorporación a la mezcla de un producto susceptible de provocar un desprendimiento de gas por fermentación bajo el efecto del calor de hidratación del cemento como:
 - Fermentaciones lácticas
 - Levaduras orgánicas

2. Incorporación a la mezcla de un producto químico que reacciona con el cemento en presencia del agua, provocando desprendimiento de gas.
 - Sales (bicarbonatos)
 - Polvos metálicos (calcio, bario, litio, aluminio, zinc)

3. Incorporación a la mezcla de dos productos químicos susceptibles de reaccionar mutuamente y provocar un desprendimiento de gas en presencia del agua.
 - Ácido clorhídrico y bicarbonato de sodio, con desprendimiento de gas carbónico
 - Carburo de calcio y agua, con desprendimiento de acetileno
 - Cloruro de cal y agua oxigenada, con desprendimiento de oxígeno.

La elaboración de hormigón puede producir diferentes reacciones, como (Arbitto, 2016):

- Reacciones violentas que las burbujas reúnen formando otras de mayor tamaño que escapan de la mezcla, esto sucede cuando se utiliza polvo de aluminio.
- Calor de hidratación en el fraguado, cuando se utiliza silicatos de aluminio y calcio, este modifica sustancialmente la temperatura de la mezcla, y esto ocasiona un cambio de volumen de la burbuja y estas a su vez se desprenden.

Hormigón celular en base de espuma

La formación de los huecos dentro de masa del hormigón o mortero, es el producto de incorporar a la mezcla un agente espumante que por medio de agitación produce espuma con burbujas de aire. Al endurecer la mezcla, estas burbujas quedan atrapadas formando micro células que no están comunicadas entre sí. En principio todos los productos que producen espumas pueden ser utilizados para este fin, pero con la presencia del agua y el proceso de mezclado hace que decrezca la tensión superficial provocando que las burbujas se rompan (Arbitó, 2016).

Como agentes espumantes se pueden utilizar: jabones resinosos, detergentes, gomas animales o vegetales, saponina (ácido de la naftalina), resinas vinílicas y proteínas hidrolizadas. En la actualidad se ha experimentado con todos estos productos, con el fin de asegurar una buena tenacidad de las burbujas hasta que se produzca el endurecimiento (Arbitó, 2016).

Uno de los productos que dio resultados positivos fue el TEC 247 y Comperlan, en estos dos productos se analizó el tiempo de producción de la espuma y la estabilidad de la espuma en el tiempo de mezclado y fraguado del hormigón.

El mezclado del hormigón celular tiene una importancia fundamental en cuanto a la calidad del producto. La resistencia y densidad del hormigón dependen de la duración del mezclado, mientras mayor es el tiempo de mezclado, menor será la densidad.

Otro factor que influye son las características de las mezcladoras, tomando en cuenta la forma de sus paletas y velocidad de rotación, estas influyen directamente sobre la densidad y resistencia del hormigón.

2.7. Sistema estructural de losas

Se denomina losa a una placa horizontal de gran área cuyo peralte es mucho menor en comparación con sus otras dimensiones, siendo su plano principal quien recibe la carga directamente de forma perpendicular por lo que prevalece un comportamiento flexionante. Las losas en general pueden descansar sobre vigas, muros de concreto armado, muros de mampostería, o directamente sobre columnas. Generalmente las losas están compuestas de concreto y acero de refuerzo, siendo el concreto quien

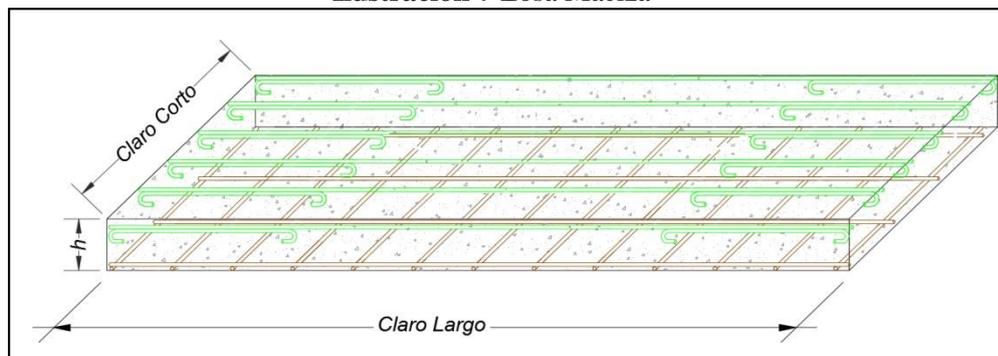
absorbe los esfuerzos de compresión y el acero de refuerzo quien absorbe los esfuerzos de tracción (Zambrano Salazar, 2017).

Clasificación según su configuración geométrica

2.7.1 Losa maciza

Una losa maciza es aquella que todo su espesor o peralte es relleno de hormigón, con su respectiva armadura de acero de refuerzo en una o dos direcciones principales para soportar los esfuerzos a flexión que son producto de los momentos flectores que generan las cargas a las que estará sometida. Las losas, en general descansan sobre vigas a quienes transmiten sus cargas y a su vez, estas transmiten cargas a las columnas a las que están conectadas. Su mayor desventaja es que no pueden aislar el calor y ruido, además de ser muy pesadas. Su principal ventaja es su simplicidad constructiva y adaptabilidad a diseños irregulares (Zambrano Salazar, 2017).

Ilustración 7 Losa Maciza



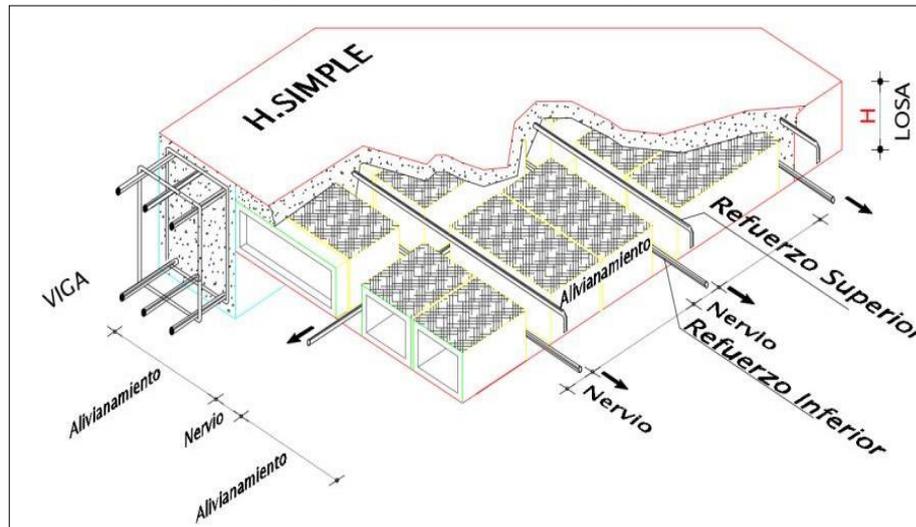
Fuente: (Robalino Villagomez, 2016)

2.7.2 Losa nervada

La losa nervada, o alivianada es particularmente diferente por su constitución en un considerable porcentaje de su volumen de materiales livianos, existiendo entre ellos varias alternativas. Otra característica importante es el sistema de nervios que representan un componente principal de la estructura, estos cuentan con una separación generalmente uniforme que obedece al cálculo estructural emitido por el profesional calificado. Sobre los nervios se coloca una capa de hormigón, que tendrá la función de placa de soporte que transmitirá los esfuerzos a la estructura principal.

El diseño de losas no preesforzadas reforzadas a flexión en una dirección, debe considerar la influencia de las aberturas como posibles causantes de secciones críticas, estas representan los puntos donde se dan los máximos esfuerzos (*American Concrete Institute, 2014*). Sin embargo, este aspecto no es influyente en este estudio, dado que la escalera se ubica por fuera del área de la losa.

Ilustración 8 Vista isométrica losa alivianada



Fuente: (Robalino Villagomez, 2016)

En el diseño de losas nervadas en una dirección se plantea la utilización del método de Marcus el mismo que en 1963 fue adoptado por el código ACI con el nombre de 3 ACI, el cual fue ampliamente utilizado en Europa y después introducido en los Estados Unidos. Este método desde su introducción en el código ACI ha sido ampliamente utilizado para el diseño de losas apoyadas en los bordes por muros, vigas de acero o vigas monolíticas de hormigón. El método de Marcus presenta nueve tipos de continuidades de tableros para la determinación de los momentos máximos y mínimos que se producen en la losa. A pesar de que este método no formó parte del código ACI de 1977 o de versiones posteriores su empleo es aceptado por el código actual, bajo la disposición del artículo 8.2.1 del código ACI-2014 el mismo que permite diseñar un sistema de losa utilizando cualquier método que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica. (Zambrano Salazar, 2017)

La losa nervada unidireccional de este trabajo de titulación será diseñada como viga rectangular, esto se debe a que la losa prefabricada no es reforzada y solo los nervios trabajan en la resistencia a flexión de la carga.

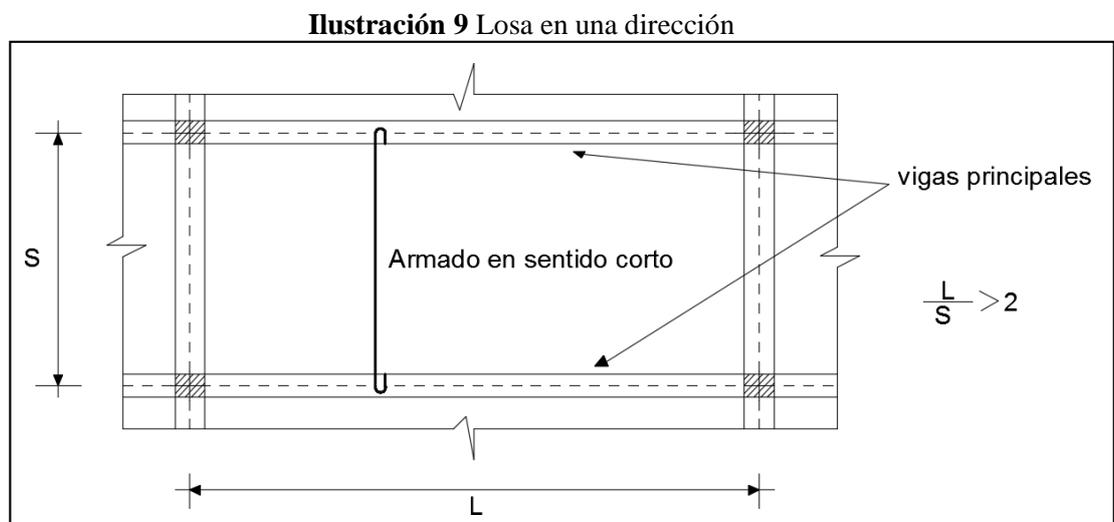
Clasificación de la losa según la dirección de carga en su diseño.

2.7.3 Losa en una dirección

Las especificaciones de este tipo de losas se encuentran satisfactoriamente descritas en McCormac & Brown (2011):

Si están soportadas sólo en dos lados opuestos, se denominan losas en una dirección porque la flexión es en sólo una dirección, es decir, perpendicular a los bordes de soporte. Si la losa está soportada por vigas en sus cuatro bordes, se denomina losa en dos direcciones porque la flexión se da en ambas direcciones. En realidad, si una losa rectangular está soportada en los cuatro bordes, pero el lado largo es dos o más veces mayor que el lado corto, la losa se comportará, para todo fin práctico, como una losa en una dirección, con la flexión desarrollándose primordialmente en la dirección corta. Tales losas se diseñan como losas en una dirección. Se pueden verificar fácilmente estas afirmaciones sobre el momento de flexión, haciendo soportar una hoja de papel en dos lados opuestos o en sus cuatro lados de la manera descrita. (pág. 96)

Se tiene por tanto que una losa en una dirección es aquella cuya relación de luces, lado largo a lado corto es mayor a 2. Para resistir la flexión diferenciada, se coloca acero principal de refuerzo en la dirección de su claro corto.

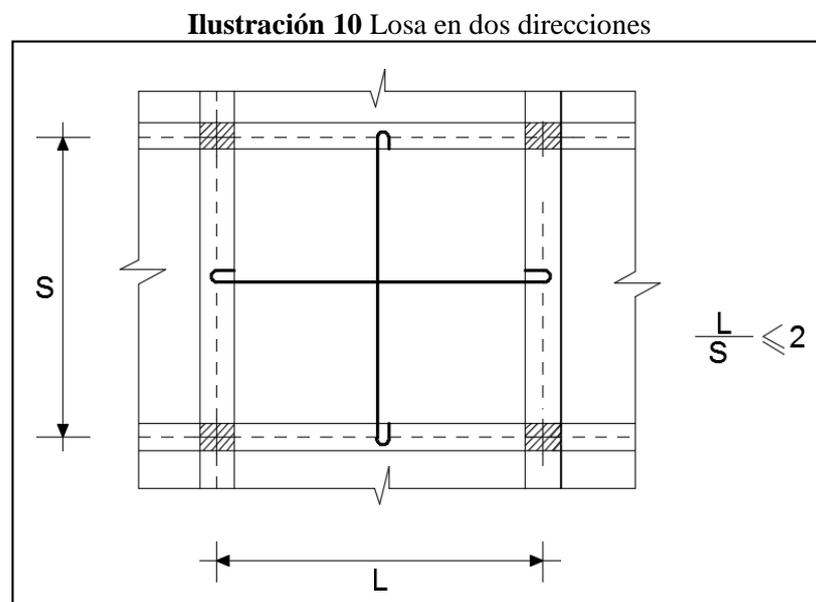


Fuente: (Robalino Villagomez, 2016)

2.7.4 Losa en dos direcciones

Se tiene una losa en dos direcciones cuando su relación de luces, lado largo a lado corto es menor o igual a 2, o cuando la losa está apoyada en sus cuatro lados y soporta la flexión en ambas direcciones. Según el ACI 318 (2014), se incluyen los siguientes tipos:

- Losas macizas.
- Losas no compuestas construidas sobre tableros permanentes de acero.
- Losas compuestas con elementos de concreto construidos en etapas diferentes pero conectadas de manera que todos los elementos resistan las fuerzas como una unidad.
- Sistemas de viguetas en dos direcciones de acuerdo con la sección 8.8



Fuente: (Robalino Villagomez, 2016)

Clasificación de losas según la rigidez de sus apoyos

2.7.5 Losa soportada por vigas rígidas o muros

Se denomina losa soportada por vigas a toda losa que se apoya en vigas rígidas o muros por sus 4 costados para transferir cargas.

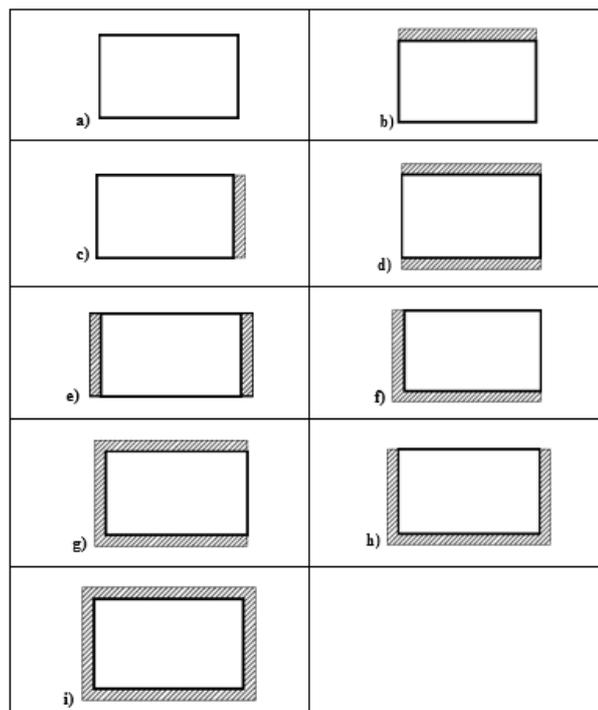
2.7.6 Losas con bordes libres

Cuando uno de los 4 bordes de la losa es libre y no se encuentre apoyado en elementos rígidos (vigas o muros) que restringen su rotación.

Se enlista las combinaciones de losas con apoyos libres y restringidos mostrados en la ilustración:

- a) Losas libremente apoyadas en su contorno.
- b) Borde mayor empotrado.
- c) Borde menor empotrado.
- d) Los dos bordes mayores empotrados.
- e) Los dos bordes menores empotrados.
- f) Los bordes adyacentes empotrados.
- g) Los dos bordes mayores y uno menor empotrado.
- h) Los dos bordes menores y uno mayor empotrado.
- i) Los cuatro bordes empotrados.

Ilustración 11 Condiciones de empotramiento de losa

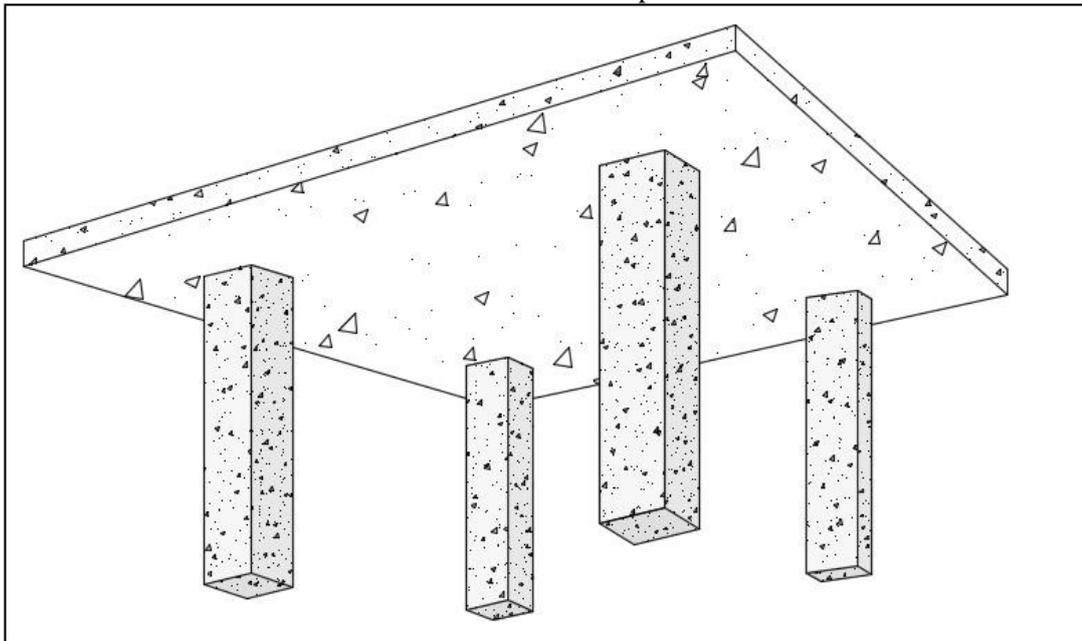


Fuente: (Zambrano Salazar, 2017)

2.7.7 Losa plana

Se conoce como losa plana a aquella losa que descansa directamente sobre las columnas, es decir transmite sus cargas directamente a las columnas sin apoyo de vigas, por lo que requiere de un armado de acero de refuerzo en sus dos direcciones. Pueden ser alivianadas o macizas y este tipo de losa puede tener una zona ensanchada para aumentar la resistencia de la losa a corte por punzonamiento o corte en dos direcciones (McCormac & Brown, 2011).

Ilustración 12 Losa plana

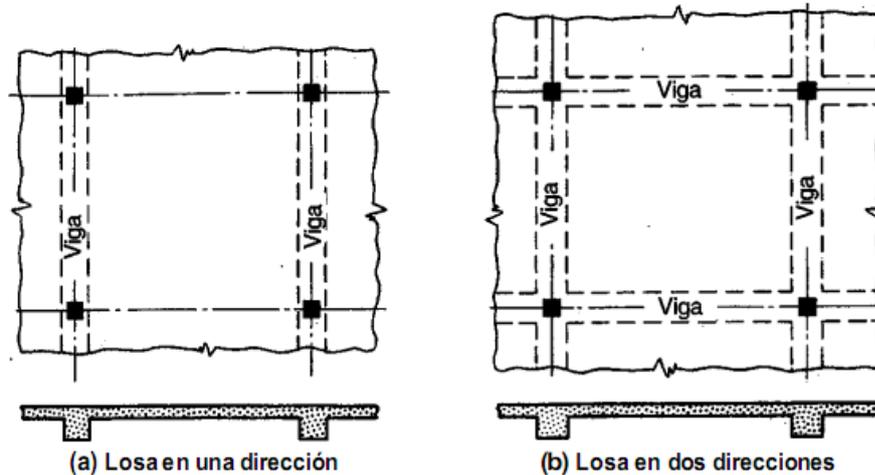


Fuente: (Zambrano Salazar, 2017)

2.7.8 Losa con vigas peraltadas o descolgadas

Son aquellas que tienen vigas con altura no menor a la asignada a la losa; por lo que esta técnica transmite la carga desde la losa hacia la viga y esta a su vez hacia las columnas. Esta configuración hace que tengan una mayor resistencia a los sismos en edificios con más de cuatro pisos y sistemas dúctiles SMRF de columnas fuertes y vigas débiles. Puede ser una losa en una o dos direcciones y a la vez maciza o alivianada.

Ilustración 13 Losa con vigas peraltadas



Fuente: (Nilson, 1999)

Funciones de una losa

a) Estructural

Deben ser capaces de soportar bajo esfuerzos de flexión, corte y torsión, las cargas vivas y muertas, dentro de los parámetros de deformaciones a corto y largo plazo para las cuales han sido diseñadas. Deben también funcionar como un diafragma rígido para compatibilizar deformaciones laterales de las cargas horizontales tales como viento y sismo.

b) Arquitectónica

Define los niveles de un edificio al conformar los pisos y provee de aislamiento térmico y acústico.

CAPÍTULO 3

MARCO METODOLÓGICO

El presente estudio trata sobre al análisis estructural de una losa con mortero celular, fabricado a través de la inserción de espacios de vacío que incorporan las burbujas de aire provocadas por agitación de un agente espumante homogeneizado en la mezcla fresca del mortero. En la obtención de este material, se consideraron varias adiciones detalladas a continuación.

El agente espumante es un líquido amigable con el medio ambiente que genera una capa de espuma acuosa fabricada originalmente para la extinción de incendios, cuyas fuentes de combustión son hidrocarburos, como aceite crudo o gasolina.

La utilidad del mencionado agente fue aplicada en la investigación del proyecto Canoas de Concreto realizado por estudiantes de la carrera Ingeniería Civil de la Universidad Estatal Península de Santa Elena (Panchana et al, 2019) este producto, por su capacidad de producción de espuma y facilidad de obtener diferentes tamaños de burbujas de aire con el fin de que sean incluidas posteriormente en la mezcla fresca de mortero y una vez homogeneizada, la misma fragüe encerrando en su masa los espacios de vacíos que entregarán una disminución del peso unitario como principal ventaja y ligada a ella la reducción de la resistencia a la compresión.

Un aspecto importante es el tamaño de las burbujas de aire, evaluado por inspección visual, dado que este parámetro influye de manera significativa en la resistencia a obtener en el material. Esta característica es función del método y tiempo de mezclado, y se conocen básicamente dos métodos que podrán ser analizados e investigados en detalle en un próximo trabajo de titulación dedicado a ello. Los métodos fueron identificados y usados inicialmente en el proyecto inédito Canoas de Concreto.

Uno a través de una máquina productora de espuma que funciona a base de presión de aire, brindada por un dispositivo compresor que entrega el aire a una cámara donde se mezcla el agente espumante con el aire comprimido, produciendo así la espuma.

El segundo método utiliza la agitación del agente espumante con aspas conectadas a un taladro que baten el líquido hasta provocar su expansión y entregar una espuma con tamaño de burbuja uniforme en su distribución.

En el proyecto antes referido, se incluyó con la mezcla de mortero celular una fibra natural, seleccionada a partir de sus propiedades a tracción, con el objetivo de incrementar la resistencia a tensión del mortero celular. Existen diferentes especies naturales que pueden aportar en esta solución, plantas cuya composición interna incluye fibras de alta resistencia a la tracción, entre ellas se puede resaltar la cabuya y el abacá; de estas la cabuya posee un alto nivel de aceptación en la construcción, usado como sogas de amarre y aplicaciones similares, el abacá por su parte es mucho menor usado por mayor costo.

Las propiedades de ambas fibras son muy diferentes, la densidad en el abacá es de 1,3 gr/cm³ mientras que la cabuya tiene 0,87 gr/cm³; el diámetro del abacá va desde 151,4 a 284 micrómetros, mientras que el de la cabuya comprende desde los 50 a 200 micrómetros; la resistencia a la tracción en el abacá es de 980 MPA, mientras la cabuya posee 305 MPA, por último, el módulo de Young es de 72 GPA en el abacá, en contraste con los 7,52GPA que posee la cabuya. Sin embargo, la disponibilidad de estas fibras es un aspecto determinante a la hora de realizar una construcción, para la Provincia de Santa Elena. La cabuya es de fácil disponibilidad y es el factor decisivo para su uso. En este trabajo de titulación, se adopta por tal razón el uso de la fibra de cabuya.

Considerando que la inclusión de espacios de vacío conlleva la desventaja de mermar la resistencia del material, se ha incluido un aditivo en la mezcla fresca con el propósito de disminuir la relación agua/cemento, para aumentar la resistencia a la compresión simple.

En el mercado, existen diversos tipos de plastificantes de variados niveles y composición. En este estudio se ha seleccionado un aditivo plastificante que reduce la cantidad de agua, y cumple con la norma ASTM C-494 Tipo E para plastificantes reductivos de agua y aceleradores de fraguado.

El peso específico define el peso del mortero para un volumen unitario. En este estudio se considera esta característica como prioritaria, siendo la principal ventaja del mortero celular, dado que aporta una disminución importante del peso muerto de las estructuras sin dejar de lado su resistencia y respectivo diseño sísmico.

La fluidez de la mezcla es un factor vital a tomar en cuenta durante la elaboración de este mortero, pues deberá tener la mínima posible al colocar el plastificante (que

hidrate satisfactoriamente las partículas de cemento). Posterior a ello, se realiza la inserción de la espuma, que una vez homogeneizada produce en la mezcla una alta fluidez.

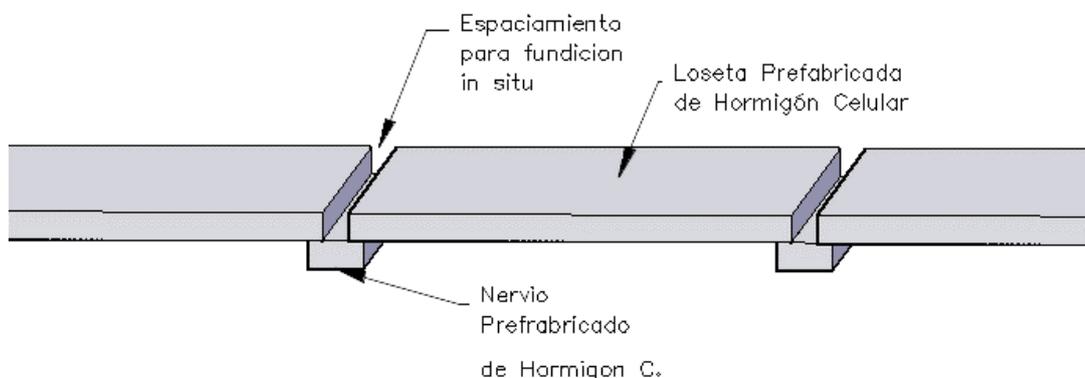
Estas características son las principales variables de la elaboración del material propuesto que será aplicado a un diseño estructural.

El principal componente investigativo del presente trabajo es estudiar la viabilidad estructural de un sistema de losa de mortero celular y hormigón, cuyos miembros conllevan diferentes composiciones.

Los nervios se compondrán de dos partes: la zona inferior sometida a tensión será un elemento prefabricado de mortero celular con propiedades controladas y con armadura de acero; por otra parte la zona superior será armada tanto en la etapa del pre-fabricado como durante la fabricación de la losa monolítica fundida en el sitio, asegurando así el requerimiento de la resistencia a compresión en la zona del nervio ubicada por encima del eje neutro; y la resistencia a flexión negativa de la sección compuesta monolítica en la zona de los apoyos.

Previa a la fundición de la parte superior, se colocará sobre estos nervios prefabricados losetas de hormigón celular (sin acero de refuerzo) con dimensiones cortas en su ancho que permitan cubrir la totalidad de la losa, teniendo así espacios de vacío en las uniones de las losetas, tal como lo ilustra el siguiente gráfico.

Ilustración 14 Disposición de losetas y nervios



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Se propone aportar en la disminución del peso con la inclusión de ductos o celdas que permitan dejar un espacio vacío en las losetas para permitir posteriormente el paso de

instalaciones eléctricas y sanitarias. Se calculará usando los resultados del modelo matemático los aceros de refuerzos superiores requeridos para controlar la flexión de momento negativo de las losetas en los apoyos. La resistencia de las losetas y vigas será verificada con ensayos de laboratorio.

La implementación de este sistema ha utilizado comúnmente hormigón convencional en su elaboración, sin embargo, se pretende en este estudio evaluar la viabilidad del uso de mortero celular para esta aplicación estructural (nervios y losetas prefabricadas)

Para los elementos de soporte de la losa se modelará un sistema estructural aporticado de dimensiones basadas en las normas y en los resultados del modelamiento. Los elementos del pórtico (vigas y columnas) será elaborado con hormigón convencional.

3.1. Especificaciones ACI 318-14 para vigas

Se detallan las especificaciones a tomar en cuenta en el diseño de diferentes elementos que conforman una estructura de hormigón armado en base a las normativas del instituto estadounidense del hormigón vigentes en la actualidad. Este capítulo debe ser considerado para el diseño de vigas no preesforzadas y preesforzadas, incluyendo las que cumplan con las siguientes consideraciones (American Concrete Institute, 2014).

- a) Vigas de elementos compuestos de concreto construidos en etapas diferentes, pero interconectadas de manera que respondan a las cargas como una sola unidad.
- b) Sistemas de viguetas en una dirección y que cumplan con lo especificado en la sección 9.8 del ACI 318 – 14.
- c) Vigas de gran altura que cumplan con lo especificado en la sección 9.9 del ACI 318 – 14.

3.2. Límite de altura mínima para vigas

Para las vigas no preesforzadas que no soporten ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, la altura total de la viga h , no debe ser menos de los límites dados en la tabla dada a

continuación, a menos que se cumpla con los límites de las deflexiones calculadas con lo especificado en la sección 9.3.2 del ACI 318 – 14.

Tabla 2 Altura mínima de vigas no pre-esforzadas con concreto normal

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	1/16
Con un extremo continuo	1/18.5
Ambos extremos continuos	1/ 21
En voladizo	1/8

^[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con lo especificado en las secciones 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

3.3. Requisito de diseño y durabilidad

Este capítulo debe aplicarse al concreto, incluyendo:

- a) Las propiedades a ser utilizadas para el diseño.
- b) Los requisitos de durabilidad.

3.3.1 Resistencia especificada a la compresión

El valor de f'_c debe ser especificado en los documentos de construcción y debe estar de acuerdo a las siguientes especificaciones:

- a) Los límites dados en la tabla 19.2.1.1 del ACI 318 – 14.
- b) Los requisitos de durabilidad de la tabla 19.3.2.1. del ACI 318 – 14.
- c) Los requisitos de resistencia estructural.

3.3.2 Módulo de elasticidad

El ACI sección 19.2.2 permite calcular el módulo de elasticidad para el concreto por medio de las dos opciones dadas a continuación.

- a) Para valores de peso específico (w_c) entre 1440 y 2560 kg/m³

$$E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{Ecuación (3-1)}$$

- b) Para concreto de peso normal

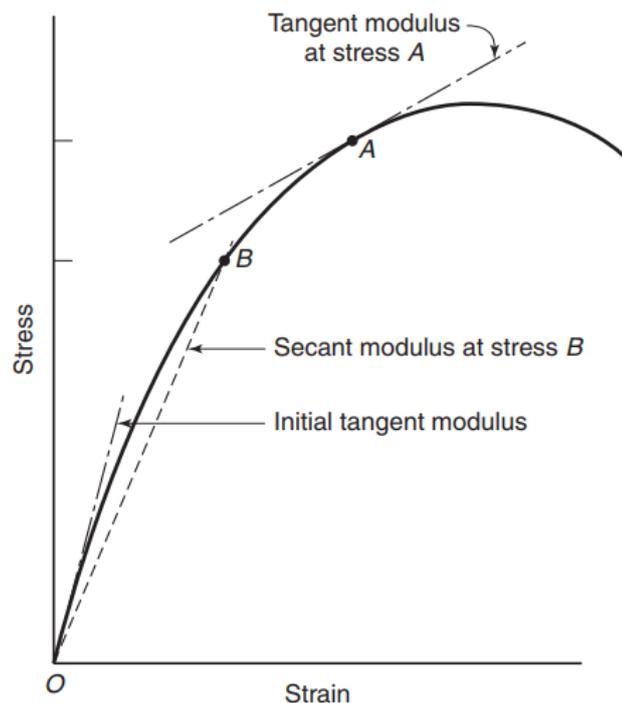
$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{Ecuación (3-2)}$$

Módulo de elasticidad secante y tangente

La pendiente de la línea que es tangente a un punto A en la curva esfuerzo-deformación (ilustración 15), se denomina módulo de elasticidad tangente (E_t), en el esfuerzo correspondiente a dicho punto. La pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el origen es denominada módulo tangente inicial de elasticidad. El módulo secante de elasticidad en un esfuerzo dado, es la pendiente de una línea que va desde el origen hasta el punto en la curva que representa aquel esfuerzo. Frecuentemente, el módulo secante se define con el uso del punto correspondiente al 40% de la resistencia a la compresión simple del concreto en cuestión (Wight & MacGregor, 2012).

El código ACI 523.3R-14 (pag.7) establece el punto para hallar el módulo secante en el 50% de la resistencia a compresión simple.

Ilustración 15 Módulo de elasticidad secante y tangente



Fuente: (Wight & MacGregor, 2012)

3.4. Refuerzo de acero

El capítulo del ACI de acero de refuerzo se debe emplear en los siguientes casos:

- Propiedades del acero.
- Propiedades que se deben emplear en el diseño.

- Requisitos de durabilidad, incluido los requisitos mínimos especificados para el rendimiento.

Disposiciones para la durabilidad del acero de refuerzo.

El recubrimiento de concreto para la protección del refuerzo contra la intemperie y otros efectos se mide desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero para el cual el requisito del recubrimiento aplica. Cuando se prescriba un recubrimiento de concreto para una clase de elemento estructural, este debe medirse hasta el borde exterior de los estribos o espirales, si hay refuerzo transversal abrazando las barras principales; hasta la capa exterior de barras, si se emplea más de una capa sin estribos; hasta los dispositivos metálicos de los extremos o los ductos en el acero de pos tensado; o hasta la parte externa de la cabeza en las barras con cabeza (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Los elementos de concreto no pre-esforzados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo igual al menos al dado en la siguiente tabla.

Tabla 3. Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no pre-esforzados.

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

FUENTE: (American Concrete Institute, 2014)

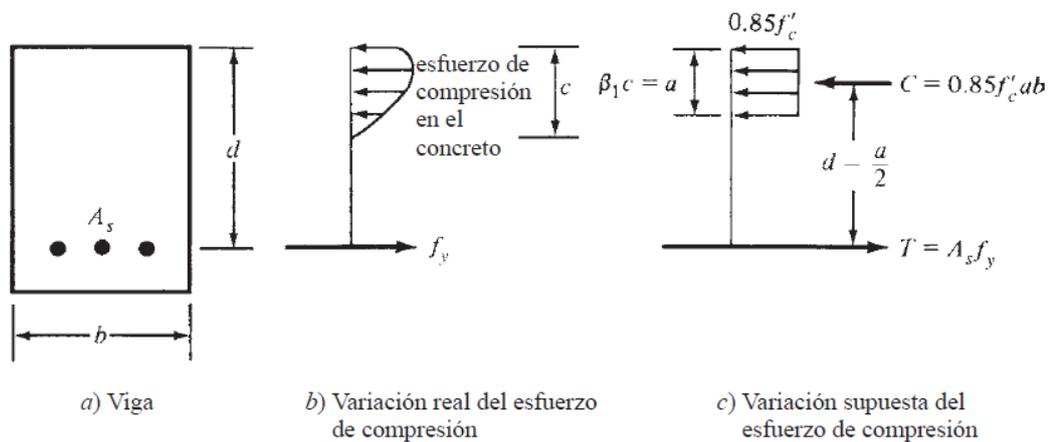
3.5. Prisma de Whitney

Diferentes ensayos demostraron que al aplicarse la carga, los esfuerzos de compresión varían desde cero en el eje neutro, hasta alcanzar un valor máximo en la fibra extrema. (McCormac & Brown, 2011)

Dado que el valor de β debe aumentar para concretos livianos, se adopta para este estudio $\beta=1$.

Whitney (1942) modificó la representación curva de estos esfuerzos, en su lugar propuso un bloque uniforme de intensidad $0,85f'_c$ como se muestra en la ilustración.

Ilustración 16 Algunas formas posibles de la distribución de esfuerzos



FUENTE: (Whitney, 1942)

El área de este bloque rectangular debe ser igual a la del bloque curvo de esfuerzos y los centroides de los dos bloques deben coincidir. Existen diferentes resultados de pruebas en vigas de concreto como para poder obtener la altura del bloque de esfuerzo rectangulares. Con base en estas hipótesis relativas al bloque de esfuerzos, se pueden escribir fácilmente las ecuaciones de estática para la suma de las fuerzas horizontales y para el momento resistente producido por el par interno. (McCormac & Brown, 2011)

Para este análisis, se supone que las varillas de refuerzo a tensión están trabajando a su punto de cedencia antes de que falle el concreto en el lado de compresión de la viga. Después de que los esfuerzos de compresión en el concreto exceden el valor $0.50 f'_c$ ya no varían directamente a la distancia del eje neutro o como una línea recta. Su comportamiento se vuelve más bien como el que se muestra en la ilustración 16 (b). Se supone, para los fines de este análisis, que el diagrama de compresión curvo se reemplaza con uno rectangular que utiliza un esfuerzo constante de $0.85 f'_c$ como se

muestra en la parte (c) de la ilustración. Se considera además que el diagrama rectangular de altura a tiene el mismo c.g. (centro de gravedad) y la misma magnitud total que el diagrama curvo. Para obtener la resistencia nominal o teórica por momento de una viga, se siguen los siguientes pasos (McCormac & Brown, 2011):

1. Calcule la fuerza total de tensión $T = A_s f_y$.
2. Iguale la fuerza total de compresión $C = 0.85 f'_c ab$ a la expresión $A_s f_y$ y despeje a . En esta expresión, ab es el área supuesta esforzada en compresión a $0.85 f'_c$. La fuerza de compresión C y la fuerza de tensión T deben ser iguales para mantener el equilibrio en la sección.
3. Calcule la distancia entre los centros de gravedad de T y C . (Para una viga rectangular la sección transversal es igual a $d - a/2$.)
4. Determine M_n , que es igual a T o C veces la distancia entre sus centros de gravedad.

Con base en estas hipótesis relativas al bloque de esfuerzos, se pueden escribir fácilmente las ecuaciones de estática para la suma de las fuerzas horizontales y para el momento resistente producido por el par interno. De estas ecuaciones extraídas del ACI 318-14 pueden despejarse separadamente los valores de a y del momento M_n . M_n se define como el momento resistente teórico o nominal de una sección. Para la deducción de las expresiones de la viga, véase la ilustración 17 (McCormac & Brown, 2011).

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Ecuación (3-3)}$$

$$M_n = A_s * f_y (d - \frac{a}{2}) \quad \text{Ecuación (3-4)}$$

Entonces la distancia c desde las fibras extremas del concreto en compresión al eje neutro es:

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecuación (3-5)}$$

La cuantía del acero se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \quad \text{Ecuación (3-6)}$$

3.6. Resistencia a cortante en una dirección.

Si V_u se divide entre el área efectiva de la viga $b_w d$, el resultado se denomina esfuerzo cortante medio. Este esfuerzo no es igual al esfuerzo de tensión diagonal, sino que sirve meramente como indicador de su magnitud. Si este indicador excede un cierto valor, se considera necesario emplear un refuerzo por cortante en el alma. En el código ACI-318 las ecuaciones básicas de cortante se presentan en términos de fuerzas cortantes y no de esfuerzos cortantes. En otras palabras, los esfuerzos cortantes medios descritos en este párrafo se multiplican por las áreas efectivas de las vigas para obtener fuerzas cortantes totales.

En este análisis, V_n se considera la resistencia nominal o teórica por cortante de un miembro. Esta fuerza es provista por el concreto y el refuerzo de cortante. (McCormac & Brown, 2011)

La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección en una viga reforzada con acero, se calcula como V_n de acuerdo a la siguiente ecuación descrita en la sección 22.5.1.1 del ACI 318 – 14.

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación (3-7)}$$

Donde:

V_c = resistente a corte provista por el concreto.

V_s = resistente a corte provista por acero transversal.

Según el ACI 318-14, la resistencia de diseño por cortante de un miembro, ϕV_n , es igual a ϕV_c y ϕV_s que debe ser al menos igual a la fuerza cortante factorizada (V_u) que se use.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \text{Ecuación (3-8)}$$

La resistencia al cortante suministrada por el concreto (V_c), se considera igual a una resistencia de esfuerzo cortante medio multiplicado por el área efectiva de la sección transversal del miembro, $b_w d$, en donde b_w es el ancho de una viga rectangular o del alma de una viga T o de una viga I. (McCormac & Brown, 2011)

$$V_c = (0.53\lambda\sqrt{f'c})b_w d \quad \text{Ecuación (3-9)}$$

$$V_s = A_s * f_y * \frac{d}{s} \quad \text{Ecuación (3-10)}$$

Refuerzo mínimo a cortante.

El ACI-318 establece que debe colocarse un área mínima de refuerzo por corte (A_v), en los elementos donde:

$$V_u > 0.5\phi V_c \quad \text{Ecuación (3-11)}$$

Excepto en los casos dados en la tabla 9.6.3.1 del ACI 318-14. Para estos casos se debe proporcionar al menos $A_{v-\min}$ cuando $V_u > \phi V_c$.

Tabla 4. Casos donde no se requiere $A_{v-\min}$

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 250 \text{ mm}$
Integrales con la losa	$h \leq$ que el mayor de $2.5t_f$ ó $0.5b_w$ y $h \leq 600 \text{ mm}$
Construidas con concreto de peso normal reforzado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d) y 26.12.5.1(a) y con $f'_c \leq 40 \text{ MPa}$	$h \leq 600 \text{ mm}$ y $V_u \leq \phi 0.17\sqrt{f'_c}b_w d$
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 9.8

FUENTE: (American Concrete Institute, 2014)

Cuando se requiera refuerzo para cortante, $A_{v-\min}$ debe cumplir con la tabla 9.6.3.3 (American Concrete Institute, 2014).

Tabla 5: $A_{v-\min}$ requerida

Tipo de viga	$A_{v,\min} / s$		
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Preesforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

FUENTE: (American Concrete Institute, 2014)

3.7. Consideraciones en el diseño de vigas rectangulares según McCormac & Brown.

3.7.1 Dimensiones de la viga.

A menos que los requisitos arquitectónicos o de otra índole dicten las dimensiones de las vigas de concreto reforzado, las secciones más económicas para vigas cortas (hasta 6.5 o 7.5 metros de longitud), se obtienen cuando la relación de h a b tiene un valor de entre 1,5 a 2. Para luces mayores, usualmente se obtiene una mayor economía si se usan secciones altas y estrechas. Las alturas pueden ser $B > 0.3H$. Sin embargo, el calculista a menudo se enfrenta con la necesidad de conservar los miembros con poca longitud para reducir la altura del entrepiso. Como consecuencia, frecuentemente se usan vigas más anchas y de menor longitud que en el pasado. (McCormac & Brown, 2011)

Las dimensiones de las vigas se escogen en dimensiones multiples de 5cm para constructibilidad. Esto se hace en aras de la simplicidad en la construcción de los encofrados, los que generalmente están disponibles en incrementos de 5cm. Además, los anchos de las vigas a menudo se seleccionan en múltiplos de 5cm. (McCormac & Brown, 2011)

3.7.2 Deflexiones

Los miembros de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación provocada por cargas gravitacionales que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura a nivel de servicio (*American Concrete Institute*, 2014). Para ello se establecen los límites admisibles en la tabla 24.2.2 del ACI 318.

Tabla 6 Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$l/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$l/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{[4]}$

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

Deflexión instantánea

Las deflexiones instantáneas o inmediatas deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del miembro (McCormac & Brown, 2011).

Beer, Johnston, DeWolf, & Mazurek, (2010) establecen las fórmulas para deflexiones instantáneas en vigas simplemente apoyadas:

Para una carga puntual:

$$\delta = -\frac{PL^3}{48EI} \quad \text{Ecuación (3-12a)}$$

Para una carga uniformemente distribuida:

$$\delta = -\frac{5WL^4}{384EI} \quad \text{Ecuación (3-12b)}$$

Para los miembros no preesforzados, el momento de inercia efectivo, I_e , se puede calcular con la ecuación (24.2.3.5a) del ACI 318-14 a menos que se obtenga mediante un análisis más completo, pero I_e no puede ser mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad \text{Ecuación (3-13)}$$

Los espesores mínimos proporcionados se aplican sólo a miembros que no son de soporte o adheridos a muros divisorios u otra construcción susceptible de ser dañada por deflexiones grandes. (McCormac & Brown, 2011)

Deflexiones sostenidas a largo plazo

Si la carga permanece sobre la viga, ocurren deflexiones por cargas sostenidas debidas al esfuerzo de fluencia, a su vez la curvatura de la sección transversal se incrementa. Dado que el brazo de palanca es reducido, el acero incrementa ligeramente su esfuerzo. A la vez el esfuerzo a compresión en el concreto decrece, pues la zona a compresión aumenta; y de existir refuerzo a compresión, este acero toma parte del esfuerzo del concreto. A mayor relación de refuerzo a compresión ($\rho' = A'_s / bd$) mayor será la reducción de la fluencia. La deflexión total por cargas sostenidas e instantáneas es $(1+\lambda_\Delta) \Delta_i$ (Wight & MacGregor, 2012).

El capítulo 24.2.4.1.1 del ACI 318 (2014) indica que la deflexión adicional dependiente del tiempo, resultante del flujo plástico y retracción en miembros a flexión, debe determinarse con el resultado de la deflexión inmediata (Δ_i) causada por la carga sostenida multiplicada por el factor λ_Δ .

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad \text{Ecuación (3-14)}$$

Donde

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad \text{Ecuación (3-15)}$$

Rho (ρ) es el valor de la cuantía de acero en compresión en la mitad de la luz para vanos simples y continuos y en el apoyo para voladizos. Los valores para el factor (ξ) dependiente del tiempo para cargas sostenidas, se encuentran definidos en la tabla (American Concrete Institute, 2014).

Tabla 7 Factor dependiente del tiempo

Duración de la carga sostenida, meses	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 ó más	2.0

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

La suma de las deflexiones instantáneas debidas a carga viva más la porción sostenida de las deflexiones debidas a la carga muerta y cualquier carga viva sostenida, es:

$$\Delta = \lambda_{t_{o,\&}} \Delta_{iD} + \Delta_{iL} + \lambda_{\&} \Delta_{iLS} \quad \text{Ecuación (3-16)}$$

Donde Δ_{iD} ; Δ_{iL} y Δ_{iLS} son las deflexiones instantáneas debidas a la carga muerta, la carga viva y la porción sostenida de la carga viva (40%) respectivamente; $\lambda_{t_{o,\&}}$ es el valor de λ_Δ basado en un periodo de cinco años o más, menos el valor de ξ en el tiempo cero después de la construcción e instalación de elementos (Wight & MacGregor, 2012).

3.7.3 Estimación del peso de la viga

El peso de la viga por diseñar debe incluirse en el cálculo del momento flexionante que esta va a resistir, ya que la viga debe soportar su propio peso así como las cargas externas. (McCormac & Brown, 2011)

Después que se determina M_u para todas las cargas, incluyendo el peso estimado de la viga, se escoge la sección. Si las dimensiones de esta sección son significativamente diferentes a las inicialmente supuestas, será necesario recalcular el peso así como M_u y repetir la selección de la viga. (McCormac & Brown, 2011)

3.7.4 Selección de las varillas

Usualmente es conveniente usar varillas de sólo un tamaño en cada viga, aunque ocasionalmente se usan dos tamaños. Sin embargo, las varillas para el acero de compresión y los estribos son usualmente de diferente diámetro. De otra manera los trabajadores pueden confundirse. (McCormac & Brown, 2011)

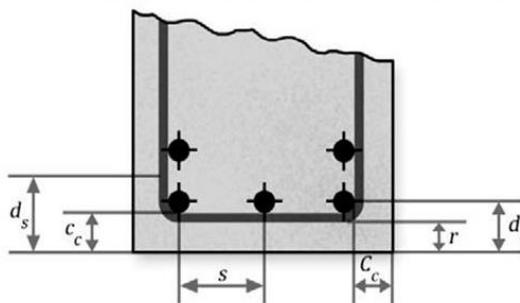
3.7.5 Recubrimiento

El refuerzo de los miembros de concreto debe protegerse del ambiente circundante; es decir, debe suministrarse protección contra el fuego y la corrosión. Para lograr esto, el refuerzo se coloca a ciertas distancias mínimas de la superficie del concreto, de manera que haya una capa protectora de concreto, llamada recubrimiento. Además, el recubrimiento mejora la adherencia entre el concreto y el acero. (McCormac & Brown, 2011)

En la sección 7.7 del código ACI 318 (2014), se proporciona el recubrimiento mínimo permisible para varillas de refuerzo bajo diferentes condiciones. Los valores se dan para vigas, columnas y losas de concreto, para miembros colados en la obra, para miembros prefabricados, para miembros pre-esforzados, para miembros expuestos y no expuestos a suelos y a la intemperie, etc.

El concreto de los miembros que van a estar expuestos a sales descongelantes, aguas salobres, agua de mar o rocío de estas fuentes, debe tener las proporciones especiales que satisfagan los requisitos del capítulo 4 del código, en cuanto a la exposición a lo anterior. Estos requisitos se refieren al aire atrapado, las proporciones de agua y cemento, los tipos de cemento, la resistencia del concreto, etc. (American Concrete Institute, 2014).

Ilustración 17 Determinación de la distancia mínima al borde



FUENTE: (Hernández, 2014)

El diámetro mínimo de estribo (d_s) que permite el código es de 8mm cuando las varillas longitudinales son de 28 mm o menores, mientras que para las varillas de 35mm y mayores, el diámetro mínimo de estribo es de 12mm. (McCormac & Brown, 2011)

3.7.6 Separación mínima entre varillas

El código (7.6) establece que la distancia libre entre varillas paralelas no debe ser menor que 25mm o menor que el diámetro nominal de la varilla. Si las varillas se colocan en más de una capa, las de las capas superiores deben colocarse directamente sobre las de las capas inferiores y la distancia libre entre las capas no debe ser menor de 25mm. (McCormac & Brown, 2011)

Uno de los fines principales de estos requisitos es permitir que el concreto pase entre las varillas. Con el mismo fin, el código ACI relaciona además la separación de las varillas con los tamaños máximos del agregado. En la sección 3.3.2 del código, los tamaños máximos permisibles del agregado se limitan al menor valor de los siguientes: a) un quinto de la distancia más corta entre los tablones de la cimbra, b) un tercio de la altura de la losa y c) tres cuartos de la separación libre mínima entre las varillas. (McCormac & Brown, 2011)

3.7.7 Longitud de desarrollo

Una varilla de refuerzo debe desarrollarse apreciablemente en ambas direcciones, desde su punto de máximo esfuerzo con el propósito de desarrollar su esfuerzo mediante la adherencia al concreto. La longitud más corta en que el esfuerzo de

una varilla puede aumentar de 0 a f_y se llama longitud de desarrollo o bien longitud de anclaje.

Esta se puede calcular a través de la tabla 25.4.2.2 del ACI 318 (2014).

Tabla 8 Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 19 ó menores y alambres corrugados	Barras No. 22 y mayores
<p>Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están desarrollando o empalmado por traslapeo no menor que d_b, recubrimiento libre al menos d_b, y no menos estribos a lo largo de ℓ_d que el mínimo del Reglamento</p> <p>o</p> <p>espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados por traslapeo no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b</p>	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
<p>Otros casos</p>	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

FUENTE: (American Concrete Institute, 2014)

Conviene a veces usar recubrimientos y separaciones mayores entre las varillas que los valores mínimos especificados, para reducir así las longitudes de desarrollo. (McCormac & Brown, 2011)

Al seleccionar la separación real entre varillas, el proyectista debe cumplir con los requisitos del código y, además, dar las separaciones y las otras dimensiones en cm y fracciones comunes, no en decimales. Cada vez que se diseña una viga, es necesario seleccionar la separación y la disposición de las varillas. (McCormac & Brown, 2011)

3.7.8 Ganchos

Los dobleces estándar de las barras de refuerzo se describen en términos del diámetro interior de doblado, ya que este resulta más fácil de medir que el radio de dicho doblado. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de

doblado son la capacidad del acero de doblarse sin romperse y la prevención del aplastamiento del concreto dentro del doblez. Los ganchos estándar para el desarrollo de las barras corrugadas en tracción deben cumplir con la tabla 25.3.1. (American Concrete Institute, 2014)

Tabla 9 Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

FUENTE: (American Concrete Institute, 2014)

3.8. Estados de carga considerados en el diseño de losa.

3.8.1 Carga viva

La carga viva, es aquella que se la conoce como carga sobrepuesta, y es toda carga que se produce por los elementos que no tienen un lugar específico anclado o fijo a la estructura; es decir, muebles, mercadería, materiales, equipos y hasta las mismas personas. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

La norma ecuatoriana de construcción NEC establece valores de carga viva según sea el uso que se va a dar a la estructura a diseñarse y posteriormente construirse. Algunos de los valores que están dadas en esta norma, son los que se mencionan en la tabla a continuación. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

Tabla 10. Sobrecargas vivas mínima

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m ²)	Carga Concentrada (kN)
Almacenes		
Venta al por menor Primer piso	4.80	4.50
Pisos superiores	3.60	4.50
Venta al por mayor. Todos los pisos	6.00	4.50
Armería y salas de instrucción militar	7.20	
Áreas de reunión y teatros		
Asientos fijos	2.90	
Áreas de recepción	4.80	
Asientos móviles	4.80	
Plataformas de reunión	4.80	
Escenarios	7.20	
Corredor		
Primer Piso		
Otros pisos de igual ocupación, excepto si existe otra indicación	4.80	
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m ²)	Carga Concentrada (kN)
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

FUENTE: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

3.8.2 Carga muerta

La carga muerta es la carga permanente que va a tener que soportar la estructura. Estas cargas la comprenden el peso propio de la estructura; es decir, peso de sus columnas, vigas, losa, elementos que conformen la parte estructural. Además a estas cargas también se le suman las cargas producidas por la mampostería y acabados permanentes que tendrá la estructura; y todo tipo de elemento no estructural anclado o fijo a la estructura. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

Las normas NEC establecen valores de carga muerta para ciertos materiales mencionados en la siguiente tabla.

Tabla 11. Peso unitario de materiales de construcción

Material	Peso Unitaria kN/m ³
A. Rocas	
Basalto	29.0 – 30.0
Granito	26.0 – 28.0
Sienita	27.0 – 29.0
B. Piedras artificiales	
Adobe	16.0

Material	Peso Unitaria kN/m³
Baldosa cerámica	18.0
Baldosa de gres	19.0
Hormigón simple	22.0
Hormigón armado	24.0

FUENTE: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

3.8.3 Combinaciones de carga para diseño

Las carga viva y muerta previamente encontrada de acuerdo a su utilización y de acuerdo al tipo de estructura son multiplicadas por un factor de carga, que a su vez es mayor que la unidad. El factor de carga que multiplica a la carga viva es mayor que la que multiplica a la carga muerta, esto se debe a que por ser la carga muerta propia de la estructura como tal, se puede determinar con mayor precisión el valor de la carga muerta, mientras que la carga viva se estima con menor precisión, ya que puede presentarse mucha más variable durante la vida útil de la edificación.

En el código ACI 318 – 14, y en la norma ecuatoriana de la construcción existen varias combinaciones de carga, pero la combinación que controla el diseño de las losas es la que se menciona a continuación:

$$U = 1.2D + 1.6L \quad \text{Ecuación (3-14)}$$

Para una condición de carga durante la etapa de construcción, se puede utilizar:

$$U = 1.4D \quad \text{Ecuación (3-15)}$$

Donde:

U = Carga última requerida.

D = Carga muerta.

L = Carga viva

La carga sísmica no es considerada en el diseño de la losa ya que esta es un elemento que no hace parte del sistema primario resistente a sismo y su rol como

diafragma es meramente compatibilizar deformaciones con movimientos laterales y rotacionales de cuerpos rígidos.

3.8.4 Especificaciones de diseño

El Ecuador se encuentra localizado en una zona calificada de alto riesgo sísmico, es debido a esto que el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), ente rector de las políticas de hábitat y vivienda a nivel nacional realizó un proceso de actualización de la Normativa Técnica referente a la seguridad Estructural de las Edificaciones (CEC 2001), de esta manera se creó La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), para dar una mejor respuesta a la demanda que exige la sociedad en cuanto a una mejor calidad y seguridad en las edificaciones. (Zambrano Salazar, 2017)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Estructuras de Hormigón Armado (NEC SE HM 2015), indica los lineamientos para el diseño de losas, los cuales obedecen a los capítulos 13 y 19 del Código ACI 318.

El Instituto Americano del Concreto (ACI), tiene su sede central en Farmington Hills, Michigan, Estados Unidos. Es una organización con influencia continental que desarrolla estándares y recomendaciones técnicas para el diseño y construcción del hormigón armado.

El *American Concrete Institute* (2014) en su capítulo 8 señala:

Un sistema de losa se puede diseñar mediante cualquier procedimiento que cumpla con las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, siempre que la resistencia de diseño en cada sección sea al menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplan todos los requisitos de funcionamiento. (pág. 101)

3.9. Diseño de vigas rectangulares por flexión

Las vigas de pórticos en flexión deberán presentar las siguientes particularidades: ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas, resistir esas fuerzas fundamentalmente por flexión, y las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento, P_u , no

excedan $0.10 f_c A_g$ en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

3.9.1 Dimensiones

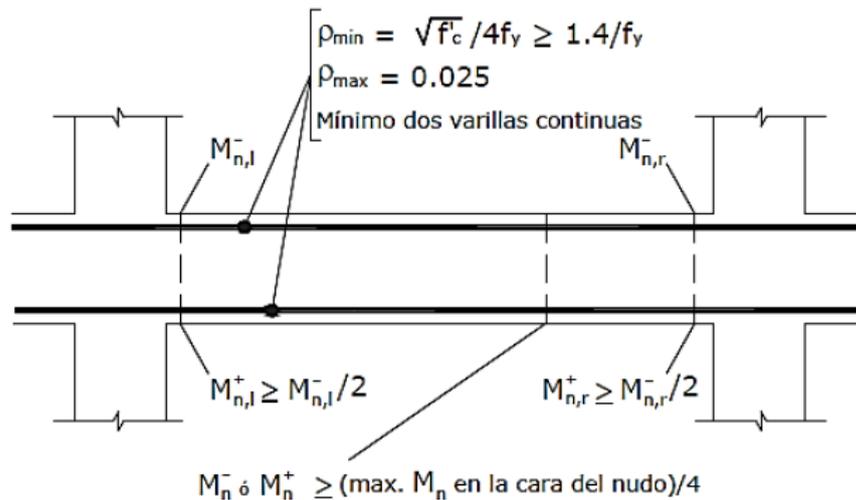
El reglamento menciona algunas limitaciones para dimensionamiento, algunas de estas poseen idénticas características a las que especifica la normativa ACI 318-14, por ello se mencionan solo la característica que presenta alguna diferencia:

$$bw \geq 250 \text{ mm}$$

3.9.2 Refuerzo longitudinal al mínimo en elementos a flexión

Cuando por análisis se requiera refuerzo a tracción el A_s proporcionado no debe ser menor a lo mostrado en la ilustración. Estos valores en términos de cuantía representan las mismas cantidades de A_s min estipuladas por ACI 318-14. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

Ilustración 18 Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión

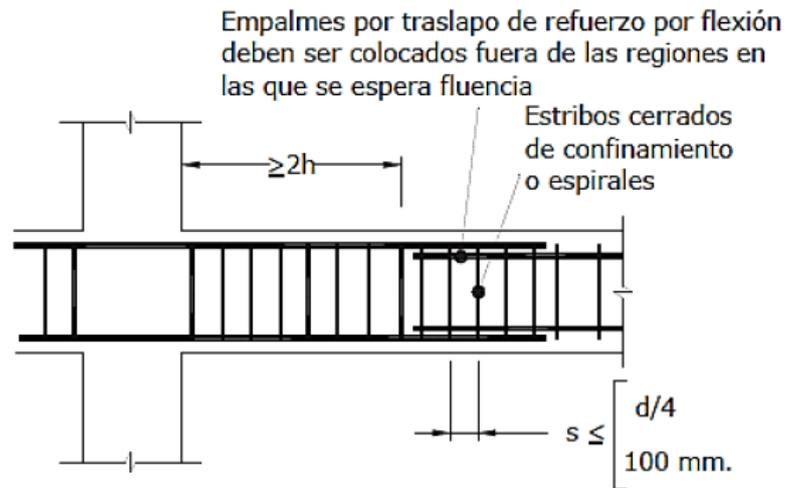


FUENTE: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

3.9.3 Refuerzo transversales

Los estribos de confinamiento para la zona $2h$ de la viga deben ser de al menos de 10mm de diámetro, excepto que NEC-SE-HM en la zona $2h$ evalúa un espaciamiento menor o igual a 200 mm, y ACI 318-14 especifica 150mm. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

Ilustración 19 Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal



FUENTE: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

3.9.4 Ubicación de los estribos para confinamiento

Para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones. En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer estribo se coloca a 50 mm y el último a una distancia $2 \cdot h$ de la cara de la conexión. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

- En longitudes $2 \cdot h$ a cada lado de una sección en la que se puedan formar rótulas plásticas.

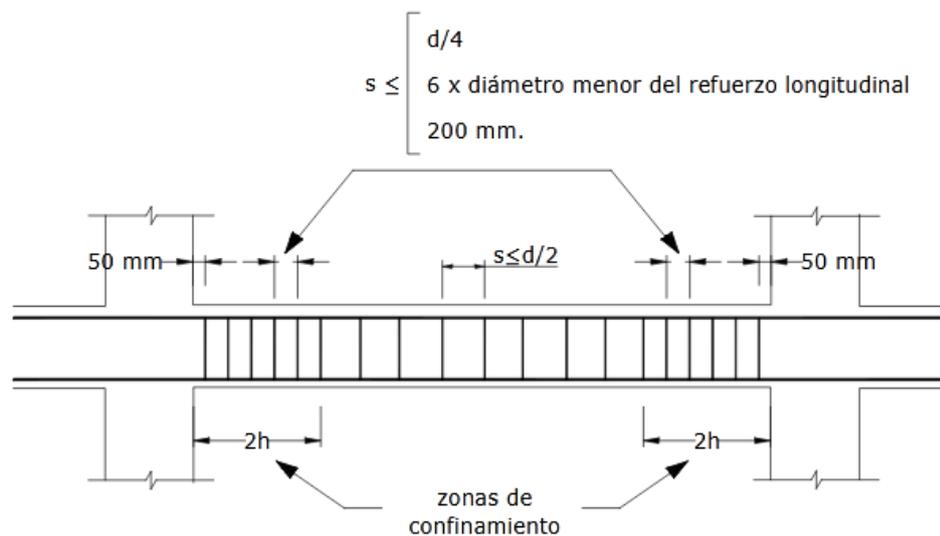
Además, se destaca lo siguiente:

- En estas regiones de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de (véase la Ilustración 20):
 - $d/4$,
 - 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal
 - 200 mm
- En regiones donde colocar refuerzo de confinamiento sea de poca importancia, se debe colocar estribos con varillas de 10 mm o mayores, con espaciamiento no mayor a $d/2$ (véase la Ilustración 20).
- En regiones donde se requiera refuerzo de confinamiento, los estribos se deben colocar de tal manera que todas las varillas esquineras y las varillas colocadas a más

de 150 mm de las anteriores, estén unidas a la esquina del estribo o a un amarre suplementario. Los estribos consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos del elemento. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

- En regiones de confinamiento, cuando la altura de la sección sea 800 mm o más se colocarán varillas longitudinales adicionales distribuidas en la altura del estribo con separación no mayor a 350mm. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

Ilustración 20 Separación de estribos



FUENTE: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

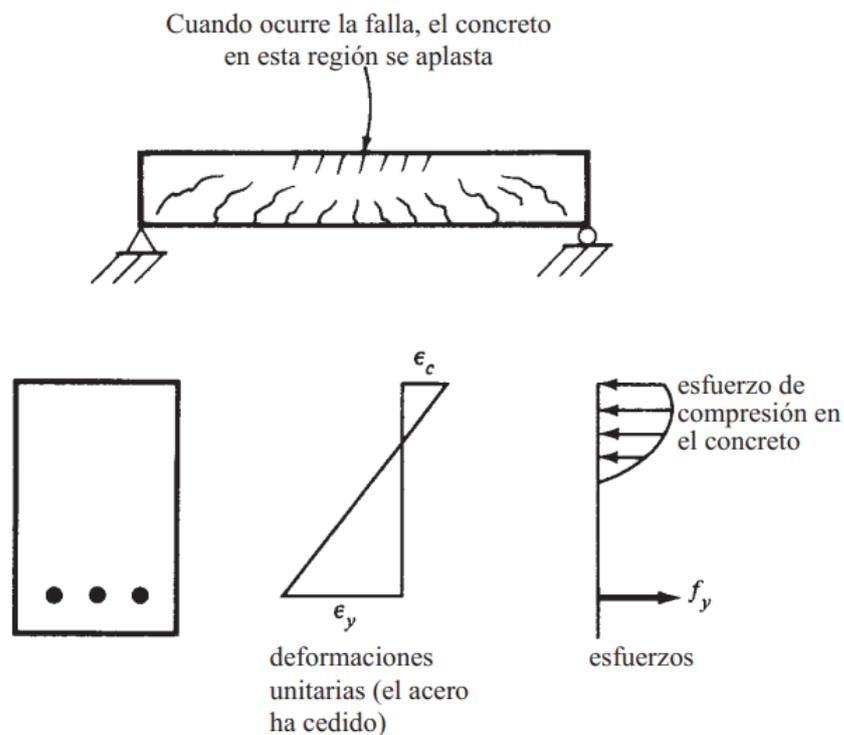
3.10. Concreto agrietado: etapa de esfuerzos elásticos

Al incrementarse la carga después de que el módulo de ruptura del concreto se ha excedido, comienzan a desarrollarse grietas en la parte inferior de la viga. El momento cuando comienzan a formarse las grietas, es decir, cuando los esfuerzos de tensión en la parte inferior de la viga son iguales al módulo de ruptura, se denomina momento de agrietamiento, M_{cr} . Al aumentar la carga, estas grietas se extienden rápidamente hacia la vecindad del eje neutro, el cual comienza a desplazarse hacia arriba. Las grietas se presentan en aquellos lugares a lo largo de la viga, donde el momento real es mayor que el momento de agrietamiento, tal como se muestra en la figura 2.2 de McCormac & Brown, (2011).

Una vez que el lado inferior de la viga se ha agrietado, empieza una nueva etapa, porque obviamente el concreto en la zona agrietada no puede resistir esfuerzos de tensión el acero debe resistirlos. Esta etapa continuará mientras los esfuerzos de

compresión en las fibras superiores sean menores a aproximadamente la mitad de la resistencia a compresión f_c del concreto y mientras el esfuerzo en el acero sea menor que su límite elástico. En la figura 2.2 se muestran los esfuerzos y deformaciones unitarias de esta fluctuación. En esta etapa los esfuerzos de compresión varían linealmente con la distancia del eje neutro o bien como una línea recta. (McCormac & Brown, 2011)

Ilustración 21. Etapa de resistencia última



FUENTE: (McCormac & Brown, 2011)

3.10.1 Momentos de agrietamiento.

El área del refuerzo como un porcentaje del área total de la sección transversal de una viga, es bastante pequeño (generalmente 2% o menor), y su efecto es casi despreciable en las propiedades de la viga, en tanto que esta no se agriete. Por tanto, se puede obtener un cálculo aproximado de los esfuerzos de flexión en tal viga, con base en las propiedades generales de la sección transversal total de la viga. El esfuerzo en el concreto en cualquier punto a una distancia y del eje neutro de la sección transversal se puede determinar con la siguiente fórmula de flexión, donde M es el momento flexionante, que es igual o menor que el momento de agrietamiento de la sección, e I_g es el momento de inercia bruto de la sección transversal: (McCormac & Brown, 2011)

$$f = \frac{My}{I_g} \quad \text{Ecuación (3-15)}$$

El código ACI sección 24.2.3.5 establece que el momento de agrietamiento de una sección se puede determinar con la ecuación 3.16, donde f_r es el módulo de ruptura del concreto y y_t es la distancia del eje centroidal de la sección a su fibra extrema en tensión.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad \text{Ecuación (3-16)}$$

El módulo de ruptura para concreto debe calcularse con la ecuación 19.2.3.1 del ACI 318-14

$$f_r = 2\lambda\sqrt{f'c} \quad (\text{en } kg/cm^2) \quad \text{Ecuación (3-17)}$$

El valor de λ debe estar basado en la composición del agregado en la mezcla de concreto de acuerdo con la tabla 19.2.4.2 del ACI-318:

Tabla 12. Determinación del factor de modificación λ

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330 Grueso: ASTM C330	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330 y C33 Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ^[1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C330	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33 Grueso: Combinación de ASTM C330 y C33	0.85 a 1.00 ^[2]
Peso normal	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C33	1.00

⁽¹⁾Se permite la interpolación lineal de 0.75 a 0.85 con base al volumen absoluto del agregado fino de peso normal como una fracción del volumen absoluto total del agregado. (American Concrete Institute, 2014)

⁽²⁾Se permite la interpolación lineal de 0.8 a 1.0 con base al volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como una fracción del volumen total de agregado grueso. (American Concrete Institute, 2014)

FUENTE: (American Concrete Institute, 2014)

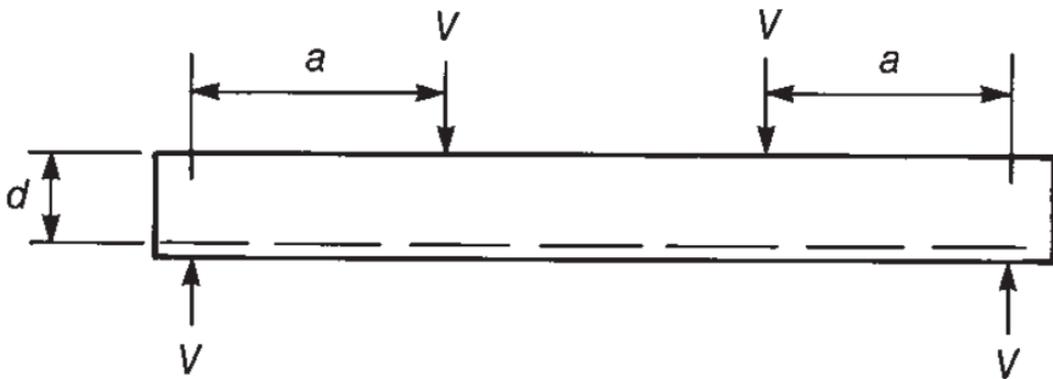
La capacidad a flexión del concreto simple está definida en la sección 14.5.2.1 del ACI 318 (2014) con el uso de la fórmula:

$$M_n = 1,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * S_m \quad \text{Ecuación (3-18)}$$

3.10.2 Comportamiento de vigas sin refuerzo por flexión

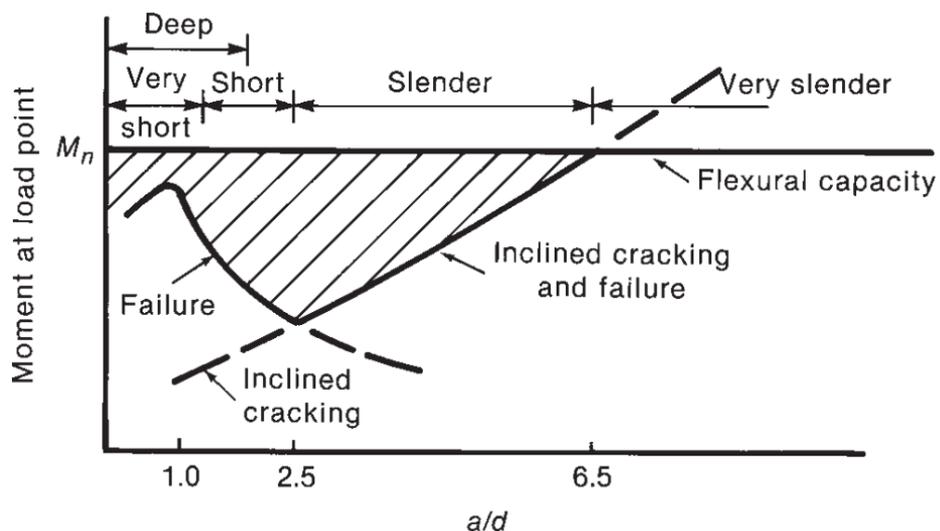
Los momentos y cortantes desarrollados en grietas inclinadas y fallas de vigas rectangulares sin refuerzo se muestran en las ilustraciones 22, 23 y 24 como función de la relación del vano de corte “a” y la profundidad “d”. El máximo momento y cortante que puede ser desarrollado corresponde a la capacidad nominal de momento M_n , de la sección transversal. Las áreas sombreadas en la ilustración 24 muestran la reducción en el esfuerzo por corte. El refuerzo es normalmente provisto para asegurar que la viga desarrolle su capacidad máxima a flexión. La ilustración 23 sugiere que el vano de corte pueda ser dividido en tres tipos según su longitud: cortos, esbeltos y muy esbeltos. De tal modo una viga corta puede tener una relación a/d entre 0 y 1 donde controla el esfuerzo cortante, mientras que una viga esbelta y muy esbelta pueden desarrollar principalmente esfuerzo flector (Wight & MacGregor, 2012).

Ilustración 22 Vano de corte en vigas



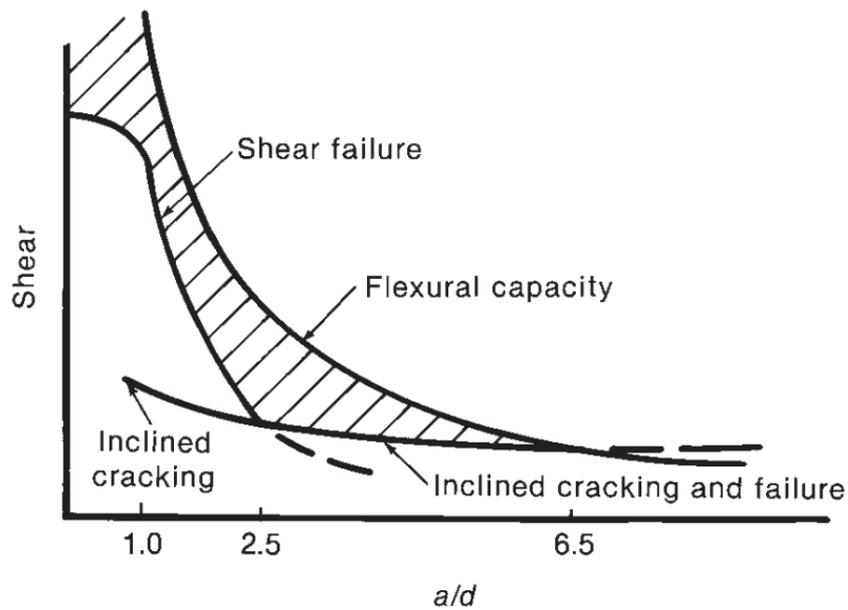
Fuente: (Wight & MacGregor, 2012)

Ilustración 23 Efectos de la relación a/d sobre el momento



Fuente: (Wight & MacGregor, 2012)

Ilustración 24. Efectos de la relación a/d sobre el cortante



Fuente: (Wight & MacGregor, 2012)

3.11. Capacidad por carga axial de las columnas.

En la falla, la última resistencia teórica o resistencia nominal de una columna corta cargada axialmente puede determinarse con bastante precisión mediante la expresión siguiente, en la que A_g es el área total del concreto y A_{st} es el área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal, incluyendo varillas y perfiles de acero:

$$P_n = 0,85f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} \quad \text{Ecuación (3-19)}$$

3.12. Resistencia de diseño.

3.12.1 Cortante

Los requisitos de cortante para concreto simple suponen una sección no fisurada. La falla a cortante en concreto simple será una falla por tracción diagonal, que se producirá cuando el esfuerzo principal de tracción cerca del eje neutro iguale la resistencia a tracción del concreto. Dado que la mayor parte del esfuerzo principal de tracción se debe al cortante, el reglamento resguarda contra una falla por tracción limitando el cortante admisible en el eje neutro, calculado a partir de la ecuación para una sección de material homogéneo. (American Concrete Institute, 2014)

$$v = \frac{VQ}{Ib} \quad \text{Ecuación (3-20)}$$

Donde v y V son el esfuerzo cortante y la fuerza cortante, respectivamente, en la sección considerada; Q es el momento estático del área arriba o abajo del eje neutro; I

es el momento de inercia de la sección bruta; y b es el ancho de la sección en el lugar donde el esfuerzo cortante se calcula. (American Concrete Institute, 2014)

Que se reduce:

$$v = \frac{3V}{2A} \quad \text{Ecuación (3-21)}$$

En esta expresión, V es igual a $wl/2$ para claros simples uniformemente cargados. Se permite calcular el esfuerzo cortante a una distancia h de la cara del apoyo. Si h se da en pulgadas y w es la carga uniforme por pie, la fuerza cortante externa a una distancia h del apoyo puede calcularse como sigue (American Concrete Institute, 2014):

$$Vu = 0,5 * W_L * Ln \quad \text{Ecuación (3-22)}$$

3.12.2 Cortante en dos direcciones proporcionada por el concreto.

Para miembros en dos direcciones no preesforzados, v_c debe calcularse de acuerdo con 22.6.5.2 de ACI 318-14

$$v_c = 1,1 * \lambda * \sqrt{f'_c} \quad (\text{en } kg/cm^2) \quad \text{Ecuación (3-23)}$$

3.12.3 Método de análisis simplificado para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.

El ACI-318 permite calcular M_u y V_u para cargas por gravedad según lo especificado en esta sección para vigas continuas y losas en un sentido (dirección) que cumplan con (a) hasta (e):

- (a) Los miembros son prismáticos.
- (b) Las cargas están uniformemente distribuidas.
- (c) $L \leq 3D$.
- (d) Haya dos o más vanos.
- (e) La luz del mayor de dos vanos adyacentes no excede en más de 20 por ciento la luz del menor.

3.12.4 Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.

M_u debido a cargas gravitacionales debe calcularse de acuerdo con la tabla 6.5.2 del ACI 318-14.

Tabla 13: Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo ⁽¹⁾	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

⁽¹⁾Para calcular los momentos negativos, l_n debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacente.

FUENTE: (American Concrete Institute, 2014)

3.12.5 Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.

V_u provocado por cargas gravitacionales se calcula según la Tabla 6.5.4 del ACI 318.

Tabla 14. Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Localización	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1.15w_u \ell_n / 2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_u \ell_n / 2$

FUENTE: (American Concrete Institute, 2014)

CAPÍTULO 4

DISEÑO Y ENSAYO DE VIGA

4.1. Características del ensayo

Por limitación de equipos y recursos se dispone un ensayo a flexión simplificado con una viga a escala real. El ensayo fue dotado de las siguientes características:

- a) Se adecúa un sistema de apoyos de hormigón armado acorde a la ilustración 30, para la ubicación y rotura de la viga. Estos consisten en dos plintos a una separación de 2,75 metros de centro a centro; cada uno cuenta con una columna de altura 1 metro. La rigidez del sistema de apoyos permite modelar satisfactoriamente la relación carga-deformación medida y calculada.

Ilustración 25 Sistema de Apoyos y viga sobrepuesta



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

- b) Por aspectos condicionantes del ensayo, la deflexión fue medida a un metro desde el extremo de la viga, y la flecha en el centro de la luz se calculó mediante las ecuaciones detalladas en la sección 4.4.

Ilustración 26 Ubicación del dispositivo adaptado para mediciones de deflexión



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Ilustración 27 Precisión del dispositivo para mediciones (0,025mm)



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

- c) La longitud provista corresponde a una alta relación luz de viga-peralte que permite minimizar la participación del esfuerzo cortante, teniéndose como resultado un control del esfuerzo flector del material y por ende un mecanismo a flexión de agrietamiento y falla en el elemento diseñado.
- d) Se aplica carga en el centro de la luz hasta que la grieta de la sección sea visible bajo la carga de agrietamiento (P_{cr}), como se observa en la ilustración 28; con dicha carga se halla el momento (M_{cr}), y el módulo de rotura (f_r) del material,

comprobando así el valor utilizado en los cálculos según las ecuaciones asignadas a hormigones livianos.

Ilustración 28 Agrietamiento de la sección.



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

- e) El ensayo fue realizado luego de 28 días desde la fundición de la viga. Una vez ubicada la viga sobre sus apoyos, se colocan las pesas de gimnasio, observándose con la carga progresivamente impuesta, el comportamiento del material, las deflexiones y la aparición de grietas. Se realizaron ciclos de carga y descarga para registrar la deflexión remanente.

Ilustración 29 Método de aplicación de cargas



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

4.1.1 Geometría de la viga

La altura (h) fue establecida según la recomendación de la tabla 2. Para la longitud de 3 metros, y la condición de apoyo de una viga simplemente apoyada se tiene una relación $L/16$:

$$h = \frac{3m}{16}$$

$$h = 0,19m$$

Por condiciones constructivas se usa una altura mayor de $h = 0,20m$, lo que permite desprestigiar el control de deflexiones.

La geometría adoptada corresponde a la relación a/h detallada en la sección 3.10.2 y que se calcula a continuación, la misma que obedece al detallamiento indicado en la ilustración 22 y 30.

$$\frac{a}{h} = \frac{1,375}{0,20}$$

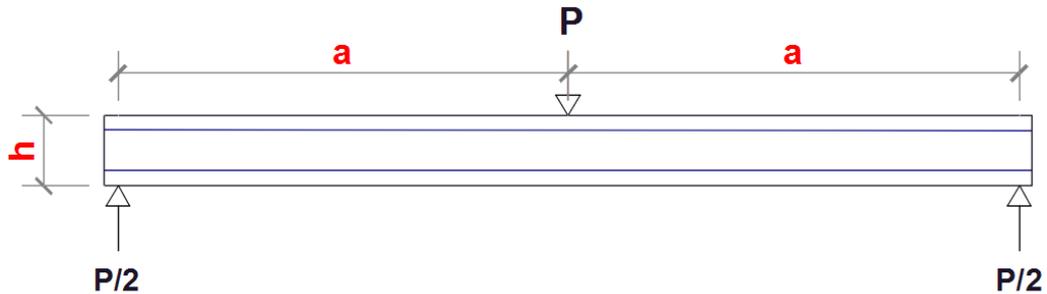
$$\frac{a}{h} = 6,88$$

$$l_{total} = 2a + l_{apoyos}$$

$$l_{total} = 2 * 1,375m + 0,25m$$

$$l_{total} = 3m$$

Ilustración 30 Relación a/h de vigas



Fuente: Wight & McGregor, 2012

Para proveer estabilidad a la viga durante el ensayo, se asigna una sección cuadrada;

$$h = bw = 0,20m$$

$$A_g = 0,04 \text{ m}^2$$

Según los resultados de laboratorio que se indican en el anexo 1, se tiene una resistencia a la compresión simple del material de 83 kg/cm^2 para $1,65 \text{ t/m}^3$ de densidad.

$$V = (3m) * (0,04m^2)$$

$$V = 0,12m^3$$

$$W = (0,12m^3 * 1,65 \frac{T}{m^3})$$

$$W = 0,198 \text{ Ton}$$

4.1.2 Estimación del M_{cr}

Para el diseño del ensayo se calcula el momento de agrietamiento (M_{cr}), basado en el módulo de rotura del mortero celular (f_{r-mc}) estimado con:

$$f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación (3-17)}$$

El Factor de modificación λ fue seleccionado para agregados livianos igual a 0,85 (American Concrete Institute, 2014), la resistencia a compresión del mortero celular ($f'_c\text{-mc}=83 \text{ kg/cm}^2$) fue obtenida de los ensayos de laboratorio según el anexo, y se verificará posteriormente con los resultados del ensayo.

$$f_r = 2 * 0,85 * \sqrt{83}$$

$$f_r = 15,49 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula el módulo de sección usando su geometría (S_x):

$$S_{xx} = \frac{1}{6}bh^2$$

$$S_{xx} = 0,0013\text{m}^3 = 1333,33\text{cm}^3$$

Con lo cual:

$$M_{cr} = f_r * S_{xx} \quad \text{Ecuación (3-16)}$$

$$M_{cr} = \left(15,49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * (1333,33\text{cm}^3)$$

$$M_{cr} = 20650,32 \text{ kg.cm} = 206,5 \text{ kg.m}$$

Durante el ensayo, el momento de agrietamiento se alcanzará por la aplicación del peso propio de la viga, y por la carga sobrepuesta, por ello, para calcular la resistencia disponible, se calcula el momento de agrietamiento, y se resta el momento producido por el peso propio.

Primero se obtiene el peso por metro lineal de la viga:

$$\text{Peso lineal} = (\text{Peso específico}) * (\text{Área gruesa})$$

$$W_{pp} = \gamma_{mc} * A_g$$

$$W_{pp} = \left(1650 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) * (0,04\text{m}^2)$$

$$W_{pp} = 66 \text{ kg/m}$$

$$M_{pp} = \frac{W_{pp} * (L_n)^2}{8} \quad (\text{Tabla 13})$$

Donde L_n es la longitud nominal, entre apoyos.

$$M_{pp} = \frac{(66 \text{ kg/m}) * (3\text{m} - 0,25\text{m})^2}{8}$$

$$M_{pp} = 62,39 \text{ kg.m}$$

El momento en los extremos fuera de los apoyos resulta despreciable.

Siendo $M_{cr} = 206,5 \text{ kg-m}$ y $M_{max} = 62,39 \text{ kg-m}$.

$$M_{cr} > M_{pp}$$

Por tanto la viga no se agrieta por peso propio; el factor de seguridad entre ambos es de 3,31. M_{rest} es definido como el momento adicional estimado para agrietar la viga en flexión pura, se estima a continuación:

$$M_{rest} = M_{cr} - M_{pp}$$

$$M_{rest} = 206,5 - 62,39$$

$$M_{rest} = 144,11 \text{ kg.m}$$

Siendo:

$$M = V \cdot a$$

$$M = \left(\frac{P}{2}\right) \cdot a$$

Entonces:

$$M_{rest} = \left(\frac{P_{cr}}{2}\right) \cdot a$$

$$P_{restante} = \frac{M_{rest}}{a/2}$$

$$P_{restante} = \frac{144,11 \text{ kg} * \text{m}}{1,375/2}$$

$$P_{restante} = 209,62 \text{ kg}$$

$P_{restante}$ es la carga adicional estimada para agrietar la viga en flexión pura.

El diseño de la viga para ensayar cuenta con una sección inicial no agrietada y una relación a/h mayor a 6,5 que proyecta un resultado de esfuerzo en flexión con mínima participación del esfuerzo cortante. (Wight & MacGregor, 2012)

4.1.3 Diseño refuerzo por resistencia última

Asignación de una cuantía de acero

De manera conservadora, se eligió un $\rho=0,006$ por tratarse de concreto liviano y para el ensayo de baja carga.

Considerando la condición de escasa exposición a agentes externos y el uso particular de la viga para ensayo, el recubrimiento se establece de 25 mm.

Se calcula el peralte efectivo mediante análisis de la ilustración 17:

$$d = h - c_c - \phi_{estribo} - \frac{\phi_b}{2}$$

$$d = 20 - 2,5 - 0,8 - \frac{1,2}{2}$$

$$d = 15,5 \text{ cm}$$

El área de acero, se calcula con la ecuación (3-6):

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = (0,006 * 20 * 15,5)$$

$$A_s = 1,86 \text{ cm}^2$$

La varilla a utilizar contará con ϕ_b de 12mm con acero ASTM A615, la sección transversal es de $1,131 \text{ cm}^2$, resultando un A_s provisto de $2,262 \text{ cm}^2$ al colocar dos varillas en la parte inferior.

Adoptando el modelo de esfuerzos de Witney (1942), según la Ilustración 16, se calcula la altura de a.

$$a = \frac{A_s * F_y}{0,85 * f'_c * b} = 6,73 \text{ cm}$$

Sección 3.5.1 se asigna el factor β igual a 1; con ello: $a=c$; y $c=6,73$ cm.

El momento nominal resulta de

$$M_n = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación (3-4)}$$

Reemplazando:

$$M_n = 2,26 * 4200 \left(15,5 - \frac{6,73}{2} \right)$$

$$M_n = 115272,64 \text{ kg. cm}$$

$$M_n = 1152,73 \text{ kg. m}$$

Se resta el momento aplicado por el peso propio, calculado anteriormente:

$$M_n - pp = 1152,73 - 62,39$$

$$M_n - pp = 1090,34 \text{ kg. m}$$

A continuación se calcula la carga P_y .

$$P_y = \frac{M_n - pp}{a/2} = \frac{1090,34}{1,375/2} = 1585,94 \text{ kg} = 1,58 \text{ Ton.}$$

Esta es la carga estimada que se debería aplicar en el test para conseguir la fluencia del acero.

4.1.4 Estimación de deflexiones

Se calcula la inercia en el eje de deflexión (x-x):

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} = 0,00013 \text{ m}^4$$

Para el cálculo de las deflexiones, se usa la ecuación 3-1 del módulo de elasticidad del material para concretos ligeros.

$$E_{c_{ACI-1}} = W_c^{1,5} * 0,14 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación (3-1)}$$

$$E_{c_{ACI-1}} = 1650^{1,5} * 0,14 * \sqrt{83}$$

$$E_{c_{ACI-1}} = 85485,6 \frac{kg}{cm^2} \quad (8,38 \text{ GPa})$$

La deflexión máxima en el centro de la luz es calculada a través de:

$$\delta = -\frac{PL^3}{48EI} \quad \text{Ecuación (3-12a)}$$

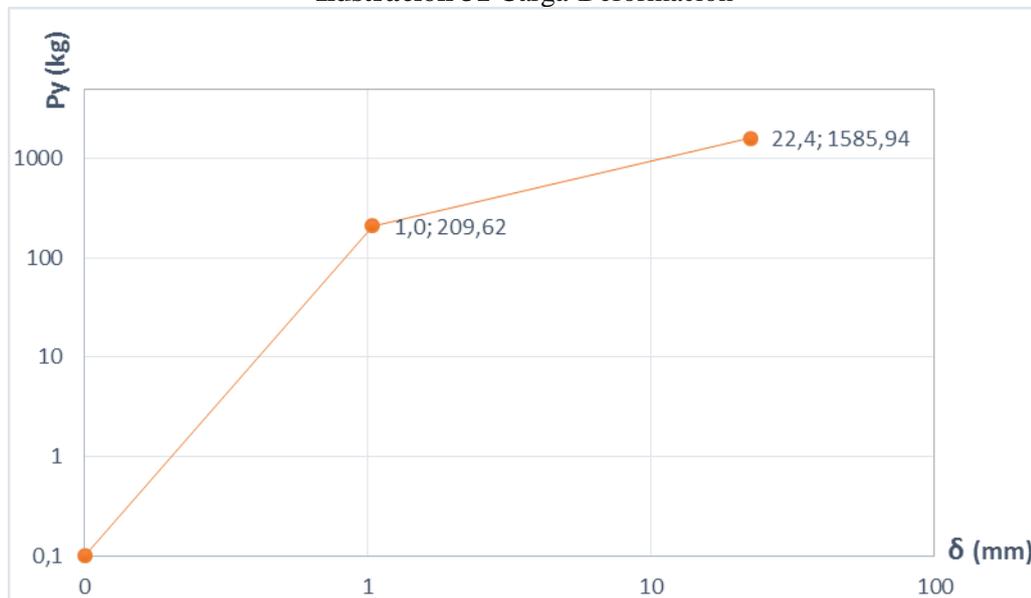
Tabla 15 Deflexiones estimadas por cargas aplicadas

Carga (kg)	Inercia	δ Deflexión (mm)
Pcr=209,62	100% (para cargas menores a Pcr)	1,0
Py= 1585,94	35%	22,4

FUENTE: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Se establece con estos datos una curva de carga-deformación. Dada la magnitud de las cargas, se grafican ejes en escala logarítmica para dar claridad:

Ilustración 31 Carga-Deformación



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

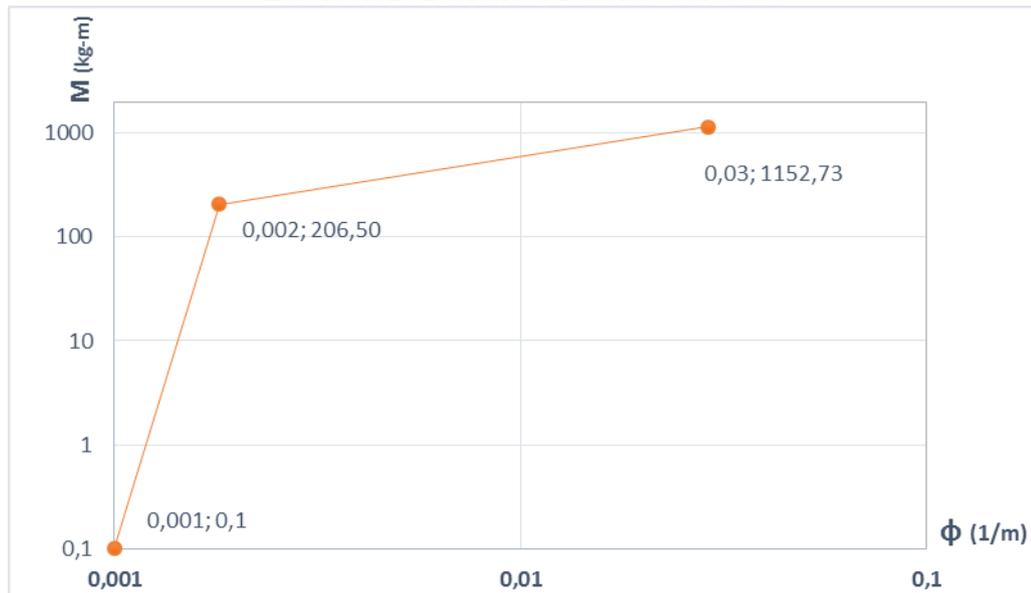
Así mismo, con los datos previamente obtenidos, se calcula el radio de curvatura (Beer, Johnston, DeWolf, & Mazurek, 2010), luego se construye la gráfica Momento-Curvatura:

Tabla 16 Datos de la Curva Momento-Curvatura

Momento (kg-m)	Radio de Curvatura (m) $R = (E * I) / M$	Φ (1/R)
0,1		0,001
206,50	551,39	0,002
1152,73	34,57	0,03

Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Ilustración 32 Gráfica Momento-Curvatura



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

4.1.5 Evaluación de la resistencia a cortante y estribos.

El cortante aplicado en la sección del elemento es resistido por el concreto y el acero, de tal modo que:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación (3-7)}$$

Primero se procede con el cálculo de la resistencia a corte del concreto, para ello se asigna el factor lambda (λ) de 0,85 para concretos con arena liviana (American Concrete Institute, 2014).

$$V_c = 0,53 \lambda \sqrt{f'_c} * b * d \quad \text{Ecuación (3-9)}$$

$$V_c = 0,53 * 0,85 \sqrt{83} * 20 \text{ cm} * 15,5 \text{ cm}$$

$$V_c = 1272,32 \text{ kg}$$

Se revisa la necesidad de acero comparando la carga derivada del momento último con la capacidad a corte de la sección.

Para calcular el cortante último aplicado (V_u), se halla el momento último (M_u). Se considera una relación de carga última a carga elástica de 1,25 (Novacero, 2006), por tanto el momento nominal es multiplicado por esta relación; resultando M_u igual a 1440,91 kg-m; luego se obtiene la carga última (P_u), se tiene:

$$P_u = \frac{M_u}{a/2}$$

$$P_u = \frac{1440,91}{1,37/2}$$

$$P_u = 2095,87$$

Esta carga produce cortante tomado por el elemento cerca de los dos apoyos, por tanto el cortante resistido por el concreto debe ser mayor a la mitad de la carga última.

$$V_u = P_u/2$$

$$P_u/2 = 1047,93 \text{ kg}$$

$$V_u = 1047,93 \text{ kg}$$

Siendo $V_u > 0,5 \cdot \phi \cdot V_n$ (ecuación 3-11) se concluye que el concreto no tiene la capacidad para asumir el cortante, por tanto se colocó el refuerzo transversal.

La asignación de estribos se realiza con la ecuación de la tabla 5 que establece el acero mínimo a corte:

$$A_s = 3,5 \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

Siendo $b_w = 20 \text{ cm}$; s asignado = 15cm; $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s = 0,25 \text{ cm}^2$$

Se colocó varilla N° 8, con sección transversal de $0,5 \text{ cm}^2$, conociendo que dos varillas del estribo atraviesan una grieta de corte, se tiene un área de acero igual a $1,01 \text{ cm}^2$.

Se halla la fuerza a tensión provista por las barras:

$$V_s = A_s \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} \quad \text{Ecuación (3-10)}$$

$$V_s = 1,01 * 4200 * \frac{15,5}{15}$$

$$V_s = 4366,04 \text{ kg}$$

Sumando el cortante provisto por el concreto al cortante provisto por el acero, se tiene:

$$V_n > V_u$$

$$V_c + V_s > V_u$$

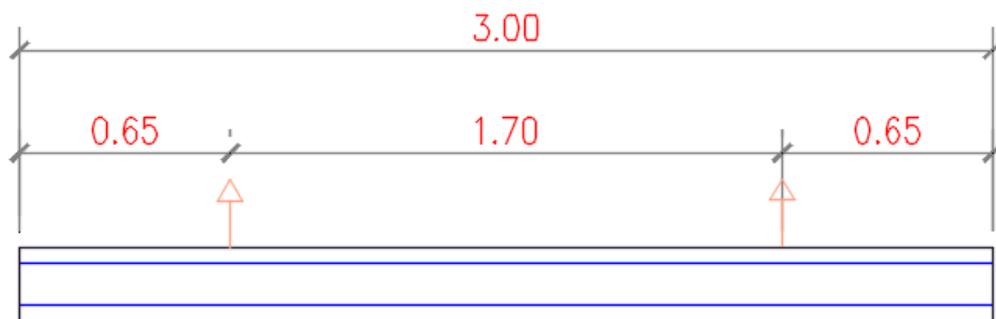
$$1272,32 + 4366,04 > 1047,93$$

$$5638,36 > 1047,93$$

Esta relación permite concluir que el estribo cumple satisfactoriamente con el esfuerzo de corte requerido. Además, se considera óptimo exceder generosamente la resistencia requerida para garantizar la falla por flexión en la viga.

4.1.6 Condición de izado

Ilustración 33 Disposición de la condición de Izado para la preparación del ensayo.



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Para calcular el momento producido en los extremos una vez izada la viga, se tiene:

$$M_{vol} = \frac{W_{pp} * (L_{volado})^2}{2}$$

$$M_{vol} = \frac{66 \text{ kg/m} * (0,65)^2}{2}$$

$$M_{vol} = 13,94 \text{ kg.m}$$

El momento crítico para agrietar la sección, se calculó en secciones anteriores, fue de 206,5 kg-m, se divide para el momento máximo provocado por el peso propio que ocurre en los extremos de la viga que quedan en volado al ser izada, se tiene:

$$FS = \frac{206,5}{13,94} \approx 15$$

En la sección 4.6 se somete la viga a la carga de fluencia del acero, en esta condición, el esfuerzo cortante indica que el concreto se mantiene en un campo no agrietado, por tanto se descarta el cálculo de este esfuerzo para el estado de izado, cuya demanda es menor que la carga de fluencia.

4.1.7 Diseño de elementos de soporte

Los elementos de soporte se diseñaron rígidos para controlar sus deformaciones a fin de no afectar los resultados del ensayo. El pre-dimensionamiento se basa en el criterio de rigidez y estabilidad de los apoyos. Se asignaron las siguientes dimensiones:

Columnas: 0,25m x 0,25m x 1m

Plinto: 1,2m x 1,2m x 0,25m

En la parte superior de cada columna se colocó de manera horizontal un cilindro de hormigón de 10 centímetros de diámetro y 20 de altura, con el propósito de proveer una superficie uniforme que permita la deflexión sin restricciones del elemento ensayado.

A continuación se revisan las deflexiones por carga transversal, que puedan afectar la estabilidad y por ende el resultado del test.

Datos:

Longitud de la columna: 1m

Módulo de elasticidad: 22GPA

Momento de Inercia: 0,0003 m⁴

Peso de viga: 174kg

Carga estimada de ensayo: 100kg

Peso Propio de columnas:

$$(0,25*0,25*1m)*(2400kg/m^3)=103kg$$

Peso propio de plinto:

$$(1,2*1,2*0,25)*(2400kg/m^3)= 864 kg$$

$$\text{Carga sobre cada columna: } (174+100)/2 = 137 \text{ kg}$$

Carga sobre el suelo bajo el plinto:

$$(174+100)/2+103+864=1001,1 \text{ kg}$$

Presión y asentamiento en el suelo

Para calcular la presión de contacto con el suelo, se divide la fuerza entre el área:

$$\sigma_{apl} = \frac{1001,1kg}{1,2m * 1,2m}$$

$$\sigma_{apl} = 695,21 \frac{kg}{m^2}$$

El esfuerzo admisible del suelo, siendo este un material granular con arena y poca presencia de finos, se asume de $10 \frac{Ton}{m^2}$ ($10000 \frac{kg}{m^2}$). Por tanto:

$$FS = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{apl}}$$

$$FS = \frac{10000}{695,21}$$

$$FS = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{apl}}$$

$$FS = 14$$

Dada la amplia diferencia entre presión aplicada y esfuerzo admisible, los asentamientos en el suelo son ínfimos y se desprecian.

La excentricidad vertical de la carga, causada por el ángulo de inclinación de la viga se desprecia, dado que la componente horizontal aplicada sobre los rodillos de apoyo, resulta ínfima.

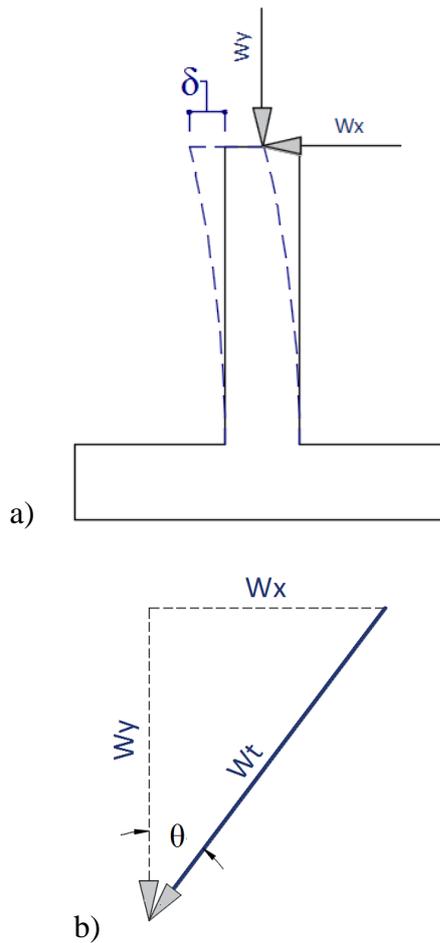
COLUMNA

DEFLEXIÓN

Esta carga combinada de 137 kg, se aplica considerando una deflexión en la viga que provoca un ángulo de inclinación de $0,076^\circ$ con respecto a la horizontal, por tanto, el esfuerzo aplicado es principalmente axial.

La deflexión de la columna se calcula con la componente horizontal de la carga, (transversal a la sección), según la ilustración:

Ilustración 34 Inclinación de la carga sobre las columnas.



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Siendo $\theta=0,076^\circ$

$$W_x = W_t * \text{seno}(0,076^\circ)$$

$$W_x = 137 \text{ kg} * \text{seno}(0,076^\circ)$$

$$W_x = 0,18 \text{ kg}$$

Siendo:

$$\delta = -\frac{PL^3}{3EI}$$

$$\delta = 8 \times 10^{-5} \text{ mm}$$

La sección 3-10 basada en la teoría elástica, permite despreciar la deflexión en la columna.

Dada la magnitud de la deformación, que refleja una buena estabilidad de los soportes, se considera innecesaria la verificación por agrietamiento de la columna, así como los efectos flectores originados bajo la carga excéntrica W_x .

CARGA AXIAL:

$$P_n = 0,85f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} \quad (\text{Ecuación 3-19})$$

$$P_n = 120651,09 \text{ kg}$$

$$P_u = 377,13 \text{ kg}$$

$$P_n > P_u$$

Evaluación del cortante:

$$V_c = 0,53 \lambda \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ecuación 3-9})$$

$$V_c = 4800,27 \text{ kg}$$

Siendo $V_u = W_x$, y

$$W_x = 0,18 \text{ kg}$$

$$V_c > V_u$$

Zapata:

Se revisa el momento causado por W_x :

$$M_{wx} = (0,18kg) * 1m$$

$$M_{wx} = 0,18 kg.m$$

Dada la baja magnitud del momento M_{wx} que se transmite a la zapata, se concluye que la deflexión es despreciable.

4.2 Resultados del ensayo

4.2.1 Parámetros del agrietamiento

Se observó durante la aplicación de la carga, el agrietamiento correspondiente a P_{cr} en 22,69 kg (Ilustración 28), con este resultado se calculó el módulo de rotura (f_r):

$$P_{cr} = 22,69 kg$$

$$M_{rest} = \frac{P_{cr}}{a/2}$$

$$M_{rest} = 15,60 kg.m$$

$$M_{cr} = M_{rest} + M_{pp}$$

$$M_{cr} = 15,60 + 62,39$$

$$M_{cr} = 77,99 kg.m$$

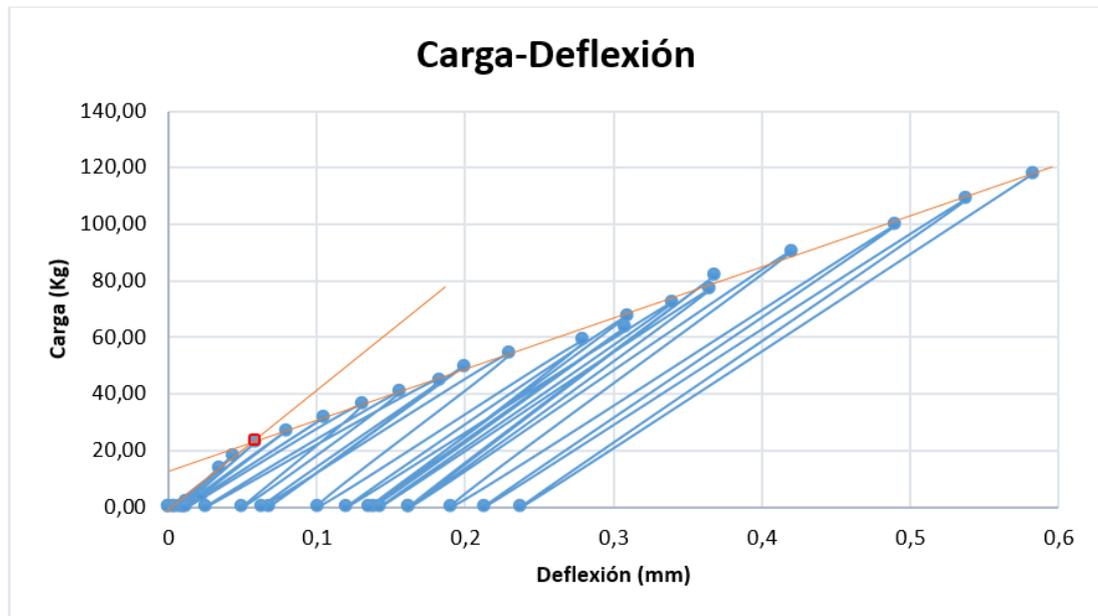
$$f_r = \frac{M_{cr}}{S_{xx}} \quad (\text{Ecuación 3-15})$$

$$f_r = 5,85 \frac{kg}{cm^2}$$

El ensayo refleja que el momento de agrietamiento es de 77,99 kg-m, y que el módulo de ruptura es de 5,85 kg/cm², ambos se consideran reales y se usan en los cálculos siguientes de: λ (lambda), inercia agrietada, y como limitante del momento aplicado a la viga, losetas y nervios en los tres estados de carga.

El proceso de carga y descarga de la viga durante el ensayo, se realiza con la finalidad de dar estabilidad a la deformación, correspondiente a la carga incremental aplicada progresivamente.

Ilustración 35 Resultado del ensayo



FUENTE: Cevallos, A. Gonzabay, M.

El cambio de pendiente en la línea de tendencia permite identificar la carga de agrietamiento.

Con los resultados obtenidos, se detecta una variante entre el Pcr de 209,62 kg calculado con las ecuaciones del ACI 318 (2014), y el obtenido que se observa en 22 kg, para una deformación de 0.057 mm, esto genera la necesidad de verificar el valor adoptado de lamda (λ), y el módulo de elasticidad.

De la fórmula conocida de la norma, se despeja λ :

$$fr = 2\lambda\sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación (3-17)}$$

$$\lambda = \frac{fr}{2\sqrt{f'c}}$$

$$\lambda = \frac{5,85 \text{ kg/cm}^2}{2\sqrt{83}}$$

$$\lambda = 0,32$$

4.2.2 Procesamiento de datos del ensayo

Los valores registrados en el ensayo se han compilado en las dos primeras columnas de la tabla 17. La tercera columna (M_a) corresponde a la sumatoria del momento aplicado por el peso propio (M_{pp}), y el momento producido por la carga, se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_a = M_{pp} + \frac{V}{2} * a \quad (\text{Ecuación 4-1})$$

La cuarta columna muestra el momento de inercia de la sección, mismo que disminuye a partir del agrietamiento, y obedece a la interpolación del ACI 318 (2014) en su sección 24.2.3.5^a.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (\text{Ecuación 3-13})$$

Siendo I_{cr} el momento de inercia de la sección agrietada, que varía entre la inercia gruesa I_g (para una carga menor o igual al P_{cr} de 22,68 kg), y la inercia reducida (bajo el momento de fluencia del acero M_n), hasta aproximadamente $0,5I_g$ según lo detallado en la sección 4.2.2.

La quinta columna registra el módulo de elasticidad (E_{ensayo}) necesario para obtener una deflexión igual o ligeramente diferente a la real; esta flecha fue medida a un metro de distancia desde el extremo de la viga ($x=1$), se registra en la sexta columna y es calculada a través de la ecuación (3-12a):

$$y = \frac{P}{48EI} (4x^3 - 3L^2x)$$

La séptima columna también utiliza la fórmula anterior, con la diferencia de registrar la deflexión en el centro de la viga ($x=1.5$).

Tabla 17 Datos de ensayo carga-deflexión

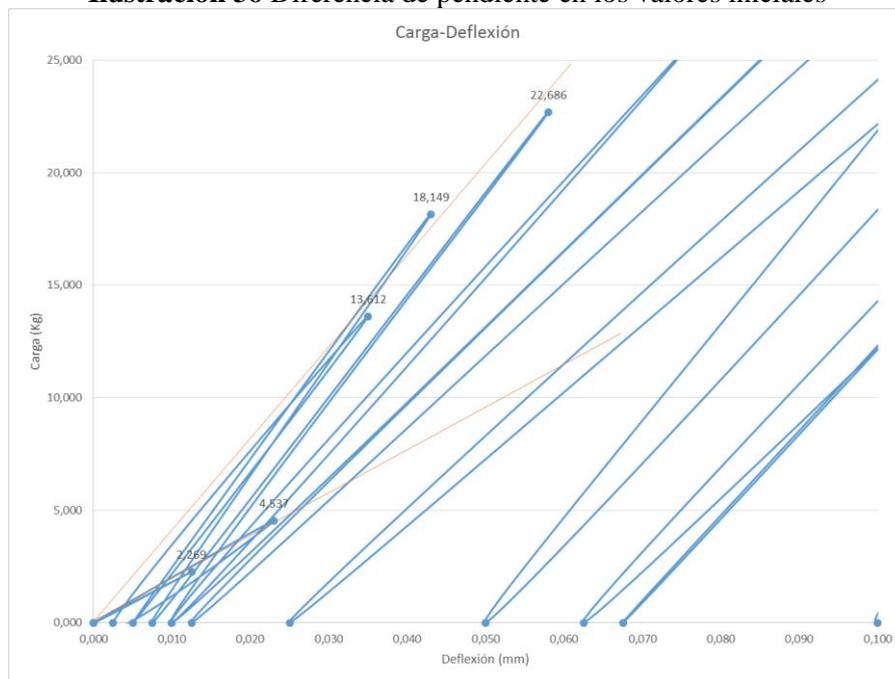
CARGA (kg)	Deflexión de ensayo x=1m (mm)	Ma (kg-m)	Momento de Inercia (m⁴)	<i>E</i>_{ensayo} (GPa)	Deflexión x=1m (mm)	Deflexión en x=1.5 (mm)
0,000	0,000	0,000	0,000133	13,0	0,000	0,000
2,269	0,012	63,950	0,000133	13,0	0,006	0,007
4,537	0,023	65,510	0,000133	13,0	0,012	0,014
13,612	0,035	71,749	0,000133	13,0	0,037	0,043
18,149	0,043	74,868	0,000133	13,0	0,049	0,058
22,686	0,058	77,987	0,000133	13,0	0,062	0,072
27,223	0,080	81,107	0,000126	12,0	0,085	0,099
31,760	0,105	84,226	0,000120	12,0	0,104	0,122
36,298	0,130	87,345	0,000114	12,0	0,125	0,146
40,835	0,156	90,465	0,000109	12,0	0,146	0,172
45,372	0,183	93,584	0,000105	12,0	0,169	0,198
49,909	0,199	96,703	0,000102	12,0	0,192	0,226
54,446	0,230	99,823	0,000098	11,0	0,236	0,277
58,984	0,280	102,942	0,000096	11,0	0,263	0,309
63,521	0,308	106,061	0,000093	11,0	0,291	0,342
68,058	0,310	109,181	0,000091	11,0	0,320	0,375
72,595	0,340	112,300	0,000089	11,0	0,349	0,409
77,132	0,365	115,419	0,000087	11,0	0,378	0,444
81,670	0,368	118,539	0,000086	11,0	0,407	0,478
90,744	0,420	124,777	0,000083	11,0	0,468	0,549
99,819	0,490	131,016	0,000081	10,0	0,581	0,682
108,893	0,538	137,255	0,000079	10,0	0,649	0,762
117,967	0,583	143,493	0,000077	10,0	0,717	0,841
127,04	0,7875	149,732	0,000076	10,0	0,785	0,921
131,58	0,81	152,851	0,000076	10,0	0,819	0,961
136,12	0,815	155,970	0,000075	10,0	0,853	1,001

CARGA (kg)	Deflexión de ensayo x=1m (mm)	Ma (kg-m)	Momento de Inercia (m ⁴)	E_{ensayo} (GPA)	Deflexión x=1m (mm)	Deflexión en x=1.5 (mm)
189,20	1,0075	192,467	0,000071	10,0	1,251	1,468
198,28	1,0375	198,705	0,000071	10,0	1,318	1,548
207,35	1,065	204,944	0,000070	10,0	1,386	1,627
216,42	1,1	211,183	0,000070	10,0	1,453	1,705
225,50	1,1125	217,421	0,000070	10,0	1,520	1,784

Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Los valores más distantes entre la deflexión real y la calculada por fórmula corresponden a los dos primeros puntos de carga. Para entender esta variación se muestra un acercamiento del resultado del ensayo en la ilustración 36. Se observa la diferencia de pendiente que ocurre entre los dos primeros puntos y los posteriores, misma que es atribuida a errores del dial de deformación, debidos al viento sobre el dial, la rugosidad de la superficie, la fricción en los engranajes internos del dial, que pueden crear una distorsión en las lecturas a deformaciones muy pequeñas, además de otros factores físicos externos al ensayo.

Ilustración 36 Diferencia de pendiente en los valores iniciales



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

4.2.3 Cálculo del módulo de elasticidad

Los valores del módulo de elasticidad calculados en la zona no agrietada definen un módulo de Young tangente ($E_{ensayo-tg}$) de 13GPA, observándose que dicho módulo disminuye conforme avanza la carga y el agrietamiento, como se puede esperar para el comportamiento del hormigón de cualquier tipo.

Para un cálculo más certero del módulo de elasticidad, se construye la gráfica de deformación unitaria-esfuerzo a través de la interpolación de los valores de la gráfica de carga-deflexión, para ello se aplicaron cargas superiores a las de agrietamiento; así mismo se calcularon las deflexiones (ecuación 3-x) de los puntos $0,5P_y$ y P_y (Tabla 18), que permitan conocer la tendencia de la curva en la fluencia del acero (Ilustración 37).

Tabla 18 Datos proyectados del ensayo

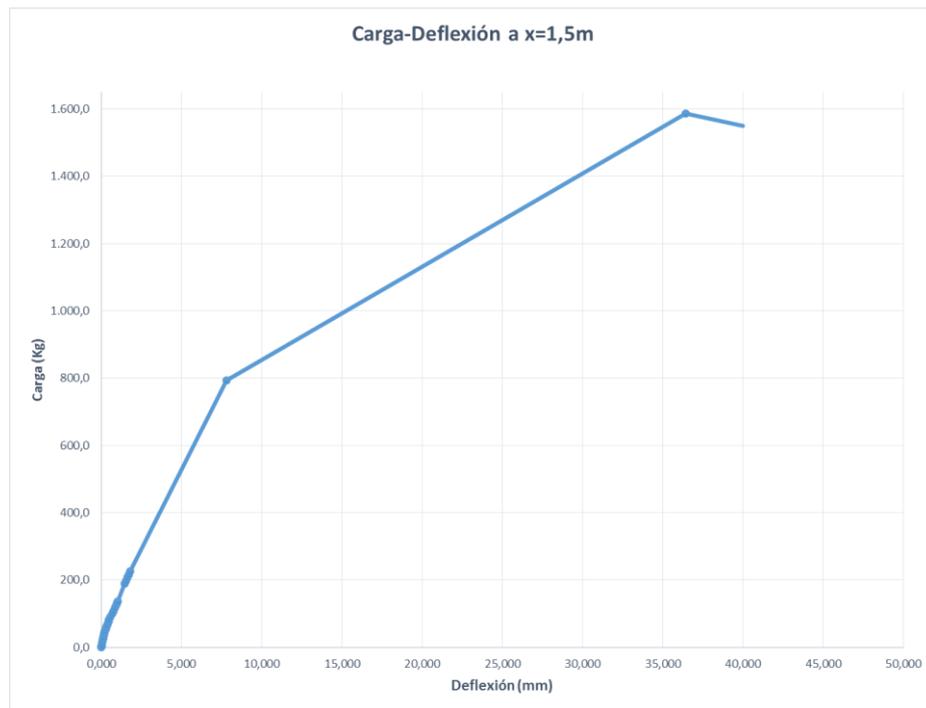
CARGA (kg)	Deflexión de ensayo x=1m (mm)	Ma (kg-m)	Momento de Inercia (m4)	E_{ensayo} (MPA)	Deflexión x=1m (mm)	Deflexión en x=1.5 (mm)
792,97	-	607,559	0,000067	8,4	6,660	7,818
1585,94	-	1152,72	0,000040	6,0	31,040	36,438

Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Para su procesamiento, se utilizó el valor de la carga de fluencia calculada en la sección 4.1.3 ($P_y=1585,94$ kg), y el valor de $0,5P_y$ (792,97 kg); estos se interpolan posteriormente a f'_c y $0,5f'_c$ respectivamente, siendo este último el parámetro utilizado para el cálculo del módulo de elasticidad secante (American Concrete Institute, 2014). Estos valores fueron sometidos al procedimiento descrito en la sección 4.2.2, de este modo se hallan las deflexiones requeridas.

El módulo de elasticidad (E_{ensayo}) de cada punto en las tablas 17 y 18 fue seleccionado por tanteo, buscando igualar las deflexiones calculadas con las medidas en el ensayo. A su vez, la tendencia del resultado demuestra que el módulo de elasticidad varía desde su valor máximo ($E_{ensayo-tg}$), reduciéndose por el comportamiento no lineal.

Ilustración 37. Gráfica carga-deflexión ampliada



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Para interpolar los puntos de la curva y llevarlos de fuerza a esfuerzo, así como de deflexión a deformación unitaria, se plantea que la carga de fluencia del acero (P_y), es equivalente al esfuerzo de compresión del material (f'_c).

Se ejemplifica el método para hallar estos pares ordenados a través de la interpolación lineal para los puntos proyectados cuyas ordenadas son: la carga de fluencia (P_y) y la mitad de la misma ($0,5P_y$). Cada una es extraída de la tabla 18 y compilada en la tabla 19 para dar claridad.

Tabla 19 Pares ordenados proyectados

CARGA (kg)	Deflexión en x=1.5 (mm)
792,97	7,818
1585,94	36,438

Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Se interpola.

$$y = y_0 + \left(\frac{y_1 - y_0}{x_1 - x_0} \right) (x - x_0)$$

Para hallar la deformación se reemplaza los siguientes valores:

δ_0 ; ε_0 . Es decir, una deflexión de 0 mm es a una deformación unitaria nula.

δ_x ; ε_x . Es decir, la deflexión calculada de 7,82 mm es a una deformación “ ε_x ”.

δ_1 ; ε_1 . Es decir, la deflexión calculada de 36,44 mm es a una deformación unitaria de 0.004, asumida para el hormigón bajo un esfuerzo de $f'c$.

Como se observa, la interpolación utiliza las condiciones de borde como datos conocidos.

Se reemplaza:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_0 + \left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_0}{\delta_1 - \delta_0} \right) (\delta_x - \delta_0)$$

$$\varepsilon_x = 0 + \left(\frac{0,004 - 0}{36,44 - 0} \right) (7,82 - 0)$$

$$\varepsilon_x = 0,0009$$

El procedimiento se repite para llevar la carga a esfuerzo, adaptando los valores:

P_0 ; σ_0 . Es decir, una carga de 0 kg es a un esfuerzo nulo

P_x ; σ_x . Es decir, una carga calculada de 792,97 kg es a un esfuerzo “ σ_x ”

P_1 ; σ_1 . Es decir, una carga calculada de 1585,94 kg es a un esfuerzo de 83 kg/cm² ($f'c$).

Se tiene:

$$\sigma_x = \sigma_0 + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_0}{P_1 - P_0} \right) (P_x - P_0)$$

$$\sigma_x = 0 + \left(\frac{83 - 0}{1585,94 - 0} \right) (792,97 - 0)$$

$$\sigma_x = 41,5 \frac{kg}{cm^2}$$

De este modo, conociendo el par ordenado de carga-deflexión (792.97 kg; 7.82 mm), se ha interpolado a un punto de esfuerzo-deformación (41.5kg/cm²; 0.0009 cm/cm).

El mismo procedimiento se repite en todos los puntos de la tabla 17, y se obtiene la tabla 20.

Tabla 20 Interpolación de los datos de carga-deflexión a esfuerzo-deformación

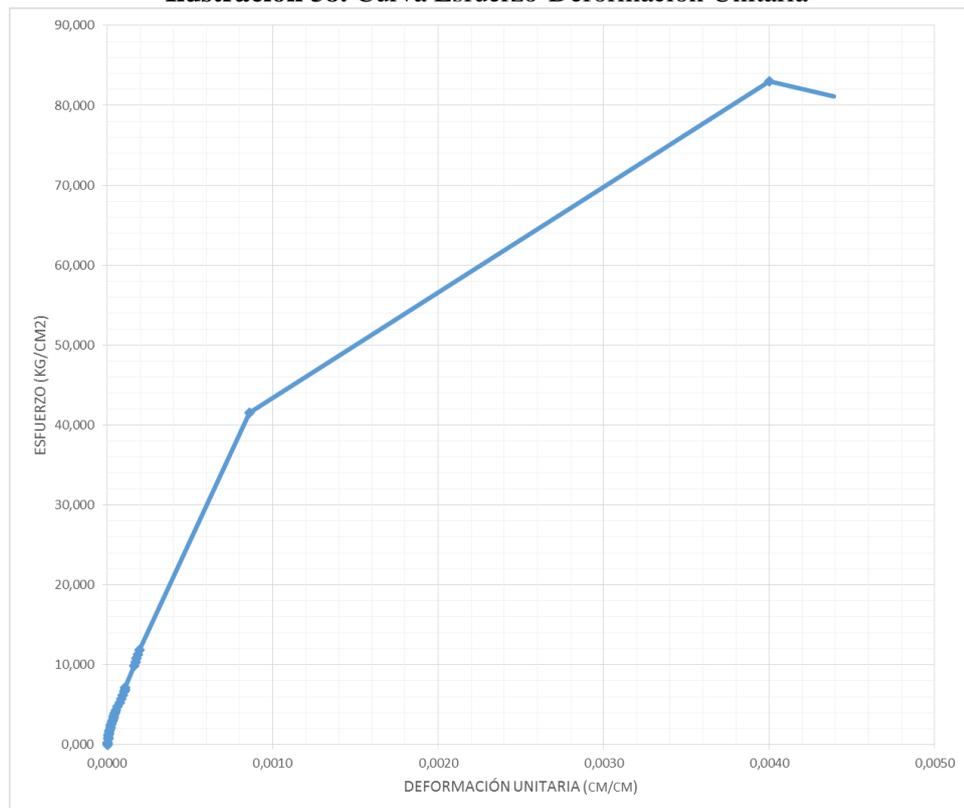
Deflexión (mm)	Carga (kg)	Deformación (cm/cm)	Esfuerzo (kg/cm²)
0,000	0,00	0,0000000	0,000
0,007	2,27	0,0000008	0,119
0,014	4,54	0,0000016	0,237
0,043	13,61	0,0000048	0,712
0,058	18,15	0,0000063	0,950
0,072	22,69	0,0000079	1,187
0,099	27,22	0,0000109	1,425
0,122	31,76	0,0000134	1,662
0,146	36,30	0,0000161	1,900
0,172	40,83	0,0000188	2,137
0,198	45,37	0,0000218	2,375
0,226	49,91	0,0000248	2,612
0,277	54,45	0,0000305	2,849
0,309	58,98	0,0000340	3,087
0,342	63,52	0,0000375	3,324
0,375	68,06	0,0000412	3,562
0,409	72,60	0,0000449	3,799
0,444	77,13	0,0000487	4,037
0,478	81,67	0,0000525	4,274
0,549	90,74	0,0000602	4,749
0,682	99,82	0,0000749	5,224
0,762	108,89	0,0000836	5,699
0,841	117,97	0,0000924	6,174
0,921	127,04	0,0001011	6,649

Deflexión (mm)	Carga (kg)	Deformación (cm/cm)	Esfuerzo (kg/cm²)
0,961	131,58	0,0001055	6,886
1,001	136,12	0,0001099	7,124
1,468	189,20	0,0001612	9,902
1,548	198,28	0,0001699	10,377
1,627	207,35	0,0001786	10,852
1,705	216,42	0,0001872	11,327
1,784	225,50	0,0001959	11,801
7,818	792,97	0,0008582	41,500
36,44	1585,94	0,0040000	83,000

Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Con estos datos se construye la curva esfuerzo-deformación.

Ilustración 38. Curva Esfuerzo-Deformación Unitaria



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Utilizando la curva esfuerzo-deformación unitaria, se calcula el módulo de elasticidad tangente ($E_{curva-tg}$) con la pendiente de la recta que parte del origen y pasa por el par ordenado 0,000008 cm/cm - 1,187 kg/cm² en el que se generó el agrietamiento, así mismo, el módulo de elasticidad secante ($E_{curva-sec}$) se calcula con la pendiente de la recta que atraviesa el punto correspondiente al esfuerzo derivado de 0.5f'c, esto es el par ordenado 0.00086 cm/cm – 41.5 kg/cm²; según se detalla en la sección 3.3.1:

Módulo de elasticidad tangente ($E_{curva-tg}$):

$$E_{curva-tg} = \frac{1,187 \frac{kg}{cm^2}}{0,000008}$$

$$E_{curva-tg} = 149760,77 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_{curva-tg} = 14,69 \text{ GPA}$$

Módulo de elasticidad secante ($E_{curva-sec}$):

$$E_{curva-sec} = \frac{41,500 \frac{kg}{cm^2}}{0,00086}$$

$$E_{curva-sec} = 48354,69 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_{curva-sec} = 4,74 \text{ GPA}$$

Como resultado se tiene un módulo tangente de 14,69 GPA y un módulo secante de 4,74 GPA, este último ha disminuido por el aumento de carga y pérdida de sección. Se observa que la tabla 17 registra un módulo tangente del ensayo ligeramente diferente al calculado ($E_{ensayo-tg} \approx E_{curva-tg}$), esta diferencia es baja y se debe a que el método utilizado es una estimación del módulo de elasticidad por basarse en un esfuerzo flector, debido a que Wight & McGregor (2012) exponen este método para esfuerzos compresivos sobre el hormigón.

El factor lamda hallado de 0.32, refleja que el material es blando, y medianamente deformable.

La ecuación 3-2 no fue utilizada en el procedimiento anterior, por su dedicación a concretos de peso normal, sin embargo se observa que su aplicación para hallar el

módulo de elasticidad tangente ($E_{c_{ACI-2t}}$) entrega un valor muy cercano al obtenido en el ensayo.

$$E_{c_{ACI-2t}} = 15100\sqrt{f'c} \quad (\text{Ecuación 3-2})$$

$$E_{c_{ACI-2t}} = 15100\sqrt{83}$$

$$E_{c_{ACI-2t}} = 137567,55 \frac{kg}{cm^2} ; (13,48 \text{ MPA})$$

Esta particularidad se debe a que la rigidez elástica (módulo elástico) está físicamente vinculada a parámetros mecánicos como la resistencia a la compresión del hormigón liviano, antes que a su densidad (Argudo, 2003), por tanto se determina que la ecuación 3-2 es aplicable al mortero celular, y que el uso de la densidad no precisa su valor, tal como se observa en la sección 4.1.4, donde $E_{c_{ACI-1}}$ se presenta distante de los resultados del ensayo.

Así mismo se determina que el empleo del factor lamda ($\lambda=0,32$) hallado induce los efectos del agrietamiento sobre el módulo de elasticidad del material, por tanto puede ser utilizado para calcular el módulo secante.

$$E_{c_{ACI-2s}} = 15100\lambda\sqrt{f'c}$$

$$E_{c_{ACI-2s}} = 15100 * 0,32 * \sqrt{83}$$

$$E_{c_{ACI-2s}} = 44021,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{c_{ACI-2s}} = 4,21 \text{ GPA}$$

Para clarificar la precisión de la ecuación en esta aplicación se compilan los resultados en la tabla 21.

Tabla 21 Comparación de resultados del módulo elástico

	Curva	Esfuerzo-Deformación (kg/cm²)	Ecuación ACI 318-14 19.2.2.1-b (kg/cm²)
Módulo tangente		149760,77	137567,55
Módulo secante		48354,69	44021,62

Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

4.2.4 Análisis de deflexiones

Se calcula la flecha correspondiente a la carga de fluencia del acero

$$\delta = -\frac{PL^3}{48EI} \quad \text{Ecuación 3-12 a}$$

Donde

P es igual a la carga de fluencia ($P_y=1585.94$)

E corresponde al módulo secante obtenido de la curva esfuerzo-deformación ($E_{curva-sec}$), equivalente a $483180428,13 \text{ kg/m}^2$ ($4,74GPA$).

I es el valor remanente del 30% de la inercia gruesa (I_g)

$$\delta = -\frac{1585,94 \text{ kg} * (3m)^3}{48 * 483180428,13 \text{ kg/cm}^2 * 0,3 * 0,00013 \text{ m}^4}$$

$$\delta = -46,12 \text{ mm}$$

Se revisa el límite de tolerancia para aplicaciones arquitectónicas.

$$\delta y \leq \delta adm$$

$$\delta y \leq \frac{L}{480}$$

$$46,12 \text{ mm} \leq \frac{3000}{480}$$

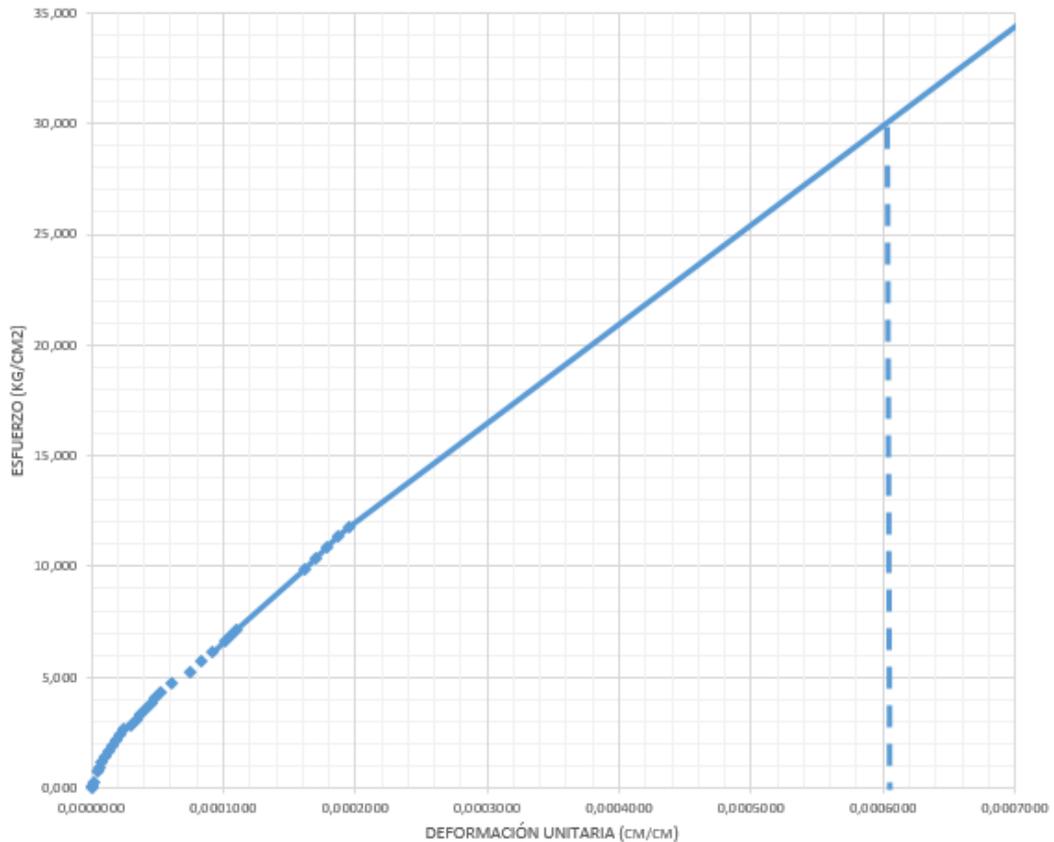
$$46,12 \text{ mm} \geq 6,25 \text{ mm}$$

Bajo la carga de fluencia, la viga no cumple el requisito de deflexiones.

Por tanteo se determina la carga máxima que puede recibir la viga sin superar los límites de deflexión. Se calcula el módulo de elasticidad para un punto cualquiera de la curva esfuerzo deformación, para ello se tantea una carga del 35% de P_y ($555,08 \text{ kg}$), se interpola a su deformación correspondiente, se traza la recta en la curva de esfuerzos y se halla el módulo correspondiente por medio de la pendiente.

Se interpola con el procedimiento detallado anteriormente, su correspondencia a esfuerzo es de $29,050 \text{ kg/cm}^2$

Ilustración 39 Ampliación de la Curva esfuerzo-deformación



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Se determina una deformación de 0,000605 en la ilustración. Se divide la ordenada entre la abscisa y se obtiene el módulo de elasticidad de 495867768,6 kg/m² (4,86 MPA).

La inercia se obtuvo con la ecuación 3-13 según el procedimiento indicado en 4.2.2, se obtiene el valor de 0,000067m⁴. Por tanto:

$$\delta = - \frac{555,08kg * (3m)^3}{48 * 495867768,6 \text{ kg/cm}^2 * 0,000067 \text{ m}^4}$$

$$\delta = 9,48$$

Se repite el proceso anterior, esta vez con el 20% de la carga de fluencia (317,19 kg). El esfuerzo interpolado es de 16,600 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$; la deformación unitaria es de 0,00031 cm/cm; el módulo de elasticidad es de 535483871 kg/m² (5,25 MPA); y la inercia agrietada es 0,000068 m⁴. Por tanto:

$$\delta = -\frac{317,19 \text{ kg} * (3\text{m})^3}{48 * 535483871 \text{ kg/m}^2 * 0,000068 \text{ m}^4}$$

$$\delta = 4,93$$

$$\delta \leq \delta_{adm}$$

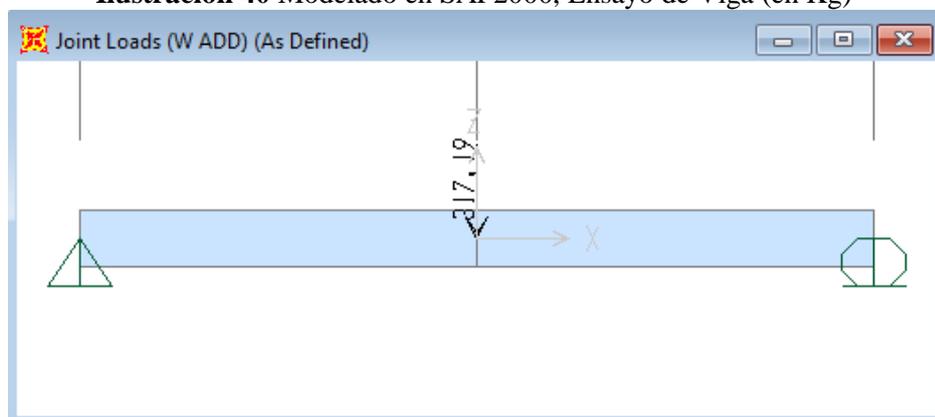
$$\delta_{20\%Py} \leq \frac{L}{480}$$

$$4,93 \text{ mm} \leq \frac{3000}{480}$$

$$4,93 \text{ mm} \leq 6,25 \text{ mm}$$

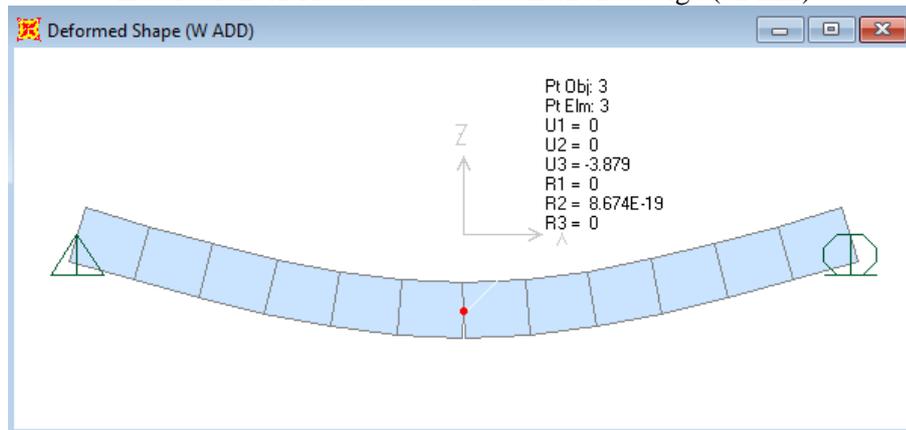
Dados estos parámetros mecánicos, se ha elaborado un modelo matemático, para calcular las deflexiones, se modela el cálculo anterior que utiliza el 20% de la carga de fluencia, y se muestra en las ilustraciones a continuación.

Ilustración 40 Modelado en SAP2000, Ensayo de Viga (en Kg)



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Ilustración 41 Resultados de la deflexión de viga (en mm)



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE LOSA

5.1. Dimensionamiento de columnas y vigas.

5.1.1 Geometría de Columnas:

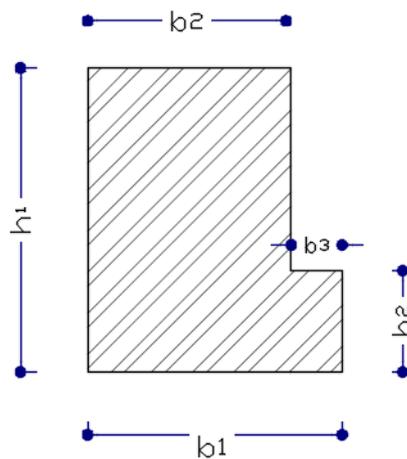
El diseño de columnas se asigna por dimensiones estandarizadas según la NEC (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015) (en cm):

- Columnas Planta Baja: 30x30
- Columnas Planta Alta: 25x25

5.1.2 Geometría de Vigas

Por la condición de soporte que se requiere proveer a los elementos conectados en las uniones, la geometría de las vigas obedece a las ilustraciones 42 y 43:

Ilustración 42 Geometría de Vigas de Borde



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

- Pre-dimensionamiento de Vigas de Borde:

$$h_1=30$$

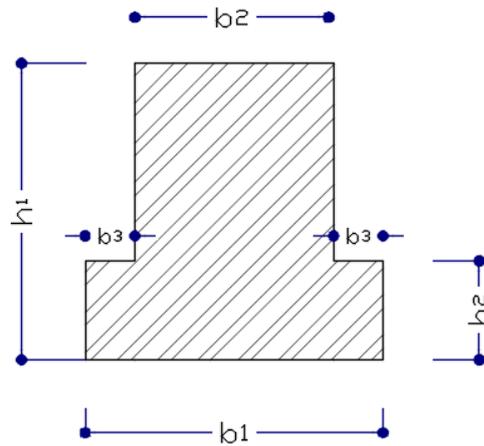
$$b_1=25$$

$$b_3= 5$$

$$h_2=10$$

$$b_2=20$$

Ilustración 43 Geometría de Nervios y Vigas de Centro



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

- Pre-dimensionamiento de Vigas de Centro:

$h_1=35$	$b_1=30$	$b_3= 5$
$h_2=15$	$b_2=20$	

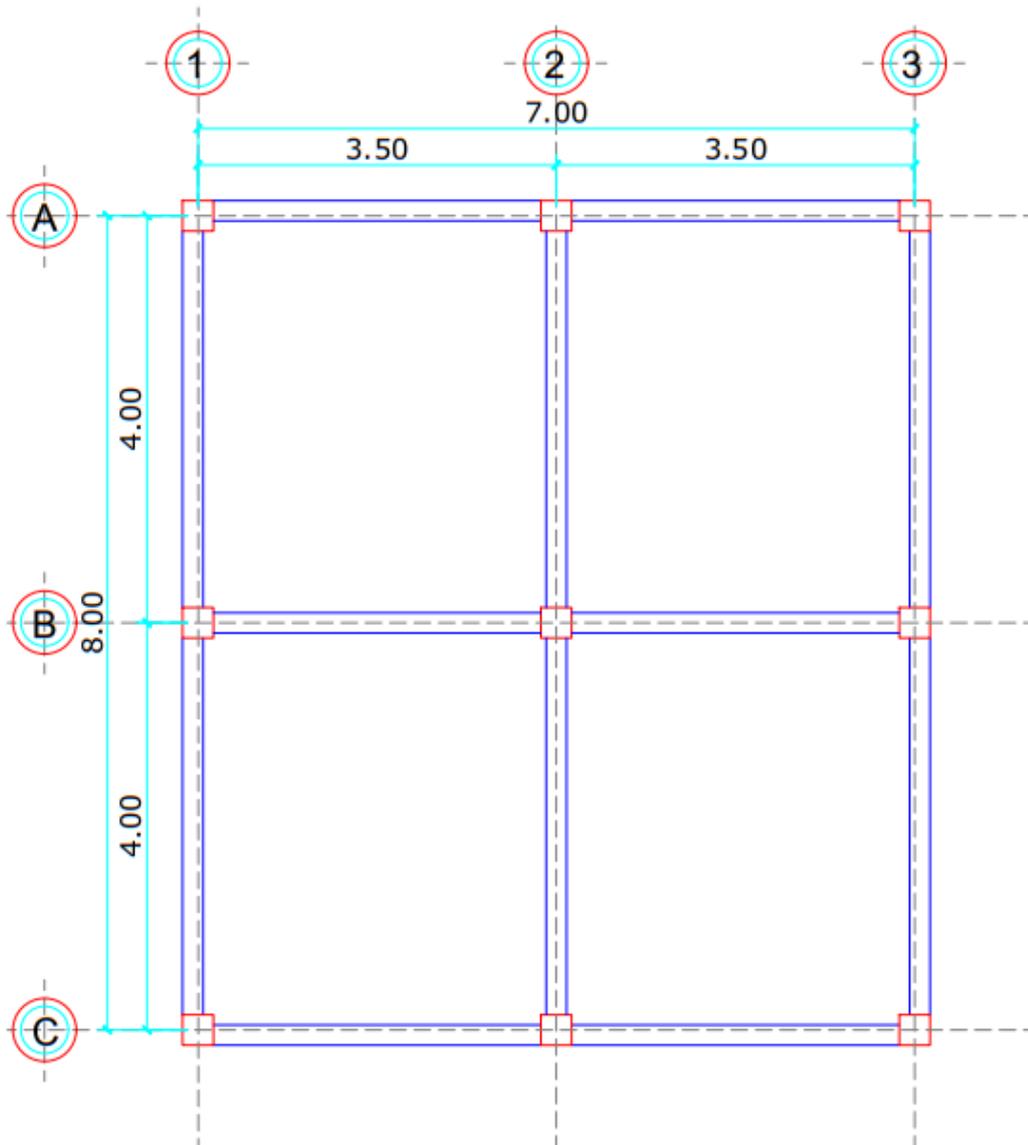
- Pre-dimensionamiento de Nervios:

$h_1=20$	$b_1=25$	$b_3= 5$
$h_2=10$	$b_2=15$	

5.2. Arquitectura del proyecto

Se tomó la siguiente configuración estructural de entrepiso para el diseño del sistema de losa:

Ilustración 44 Plano Arquitectónico de planta alta



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Cubierta

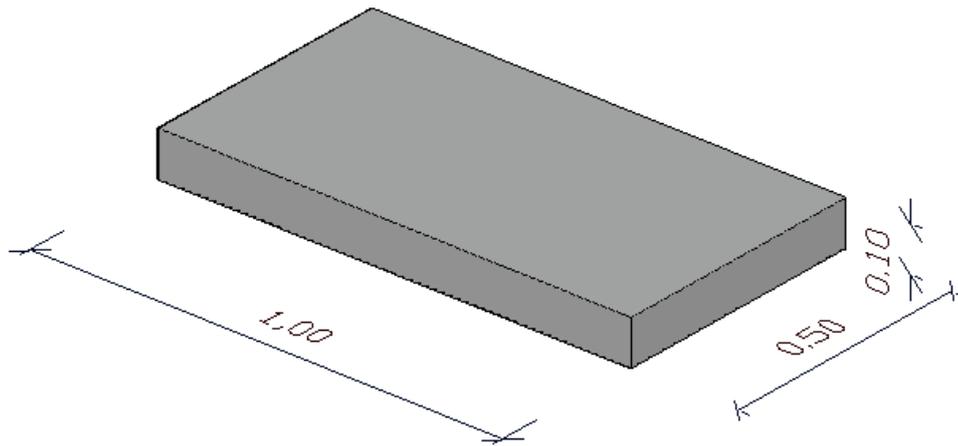
Se recomienda una cubierta de eternit que garantice la calidad, estética y durabilidad necesarias para cumplir su función.

5.3. Diseño de losetas

5.3.1 Propiedades del elemento

El esfuerzo a compresión tomado de los resultados de laboratorio es de 83 kg/cm², el diseño arquitectónico entrega las siguientes dimensiones para cada loseta:

Ilustración 45. Dimensiones de la loseta.



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

$$a=1,00\text{m}$$

$$b=0,50\text{m}$$

$$h=0,10\text{m}$$

Conociendo las dimensiones y el peso específico del material de $1,65 \text{ T/m}^2$, se calcula el volumen y peso:

$$V = (1,00 * 0,50 * 0,10)$$

$$V = 0,05 \text{ m}^3$$

$$W = \gamma * V$$

$$W = \left(1,65 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}\right) * (0,05\text{m}^3)$$

$$W = 0,083 \text{ Ton}$$

A continuación se evalúan los esfuerzos generados en las losetas, considerando los diferentes casos de sollicitación de carga, ordenados en tres etapas: servicio, construcción e izado.

5.3.2 Condición de servicio

Definición de cargas

Carga viva

Se ha impuesto una carga viva de $0,0204 \text{ kg/cm}^2$ reglamentada para residencias en normas ecuatorianas (American Concrete Institute, 2014).

Carga muerta

El desglose de la carga muerta se muestra en la tabla a continuación:

Tabla 22 Carga muerta sobre losetas

Elemento	T/m2	kg/cm2
Baldosas	0,10	0,010
Enlucidos	0,04	0,004
Instalaciones	0,02	0,002
Pared (Caso crítico)	0,12	0,012
Peso Propio	0,17	0,017
TOTAL	0,45	0,045

Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Se utiliza la segunda combinación de carga de la norma ecuatoriana (ecuación 3-14), se establece:

$$W = (1,2 * 0,045 \text{ kg/ cm}^2) + (1,6 * 0,02 \text{ kg/ cm}^2)$$

$$W = 0,086 \text{ kg/ cm}^2$$

$$WL = 0,086 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100 \text{ cm}$$

$$WL = 8,60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Condiciones de carga

Dos condiciones de carga tienen lugar sobre las losetas.

La primera se da antes de la fundición del nervio, en este periodo la condición de soporte es simplemente apoyada.

La segunda condición se da luego de conformar un elemento monolítico tras la fundición del nervio, en este periodo se considera la unión de losetas como una viga continua. Se revisan los esfuerzos de ambos casos.

Resistencia a cortante

Primera condición

Se procede con el cálculo del esfuerzo cortante, aplicado y resistido:

Se usa la ecuación 3-20:

$$v = \frac{VQ}{Ib}$$

Que se reduce en la ecuación 3-21:

$$v = \frac{3V}{2A}$$

Para aplicarla, se halla los valores requeridos:

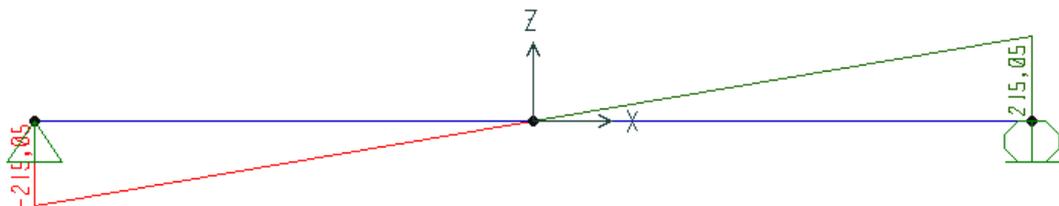
$$Vu = 0,5 * W_L * L \quad (\text{Ecuación 3-22})$$

$$Vu = 0,5 * \left(8,60 \frac{kg}{cm}\right) * (50cm)$$

$$Vu = 215,05 kg$$

Se corrobora la fuerza cortante utilizando el software (Computers and Structures).

Ilustración 46 Fuerza Cortante en Losetas. 1° Condición



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

$$v = \frac{3 * 215,05 kg}{2 * (100cm * 10 cm)}$$

$$v = 0,323 \frac{kg}{cm^2}$$

Siendo v el esfuerzo cortante aplicado, se compara con la resistencia disponible (vc):

$$vc = 1,1 * \lambda * \sqrt{f'c} \quad (\text{Ecuación 3-23})$$

$$vc = 1,1 * 0,32 * \sqrt{83}$$

$$vc = 3,21 \frac{kg}{cm^2}$$

$$vc > v$$

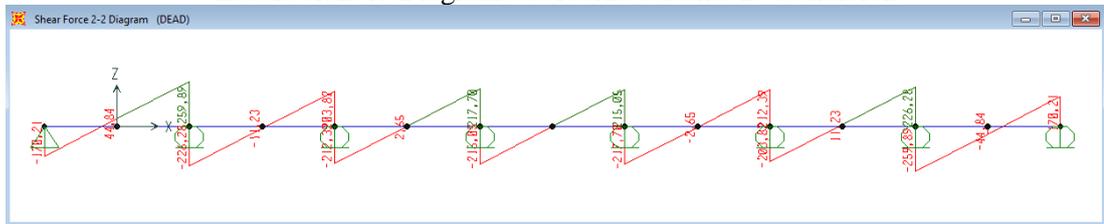
$$FS=9$$

Segunda condición

Se repite el cálculo del esfuerzo cortante considerando la unión de losetas como una viga continua.

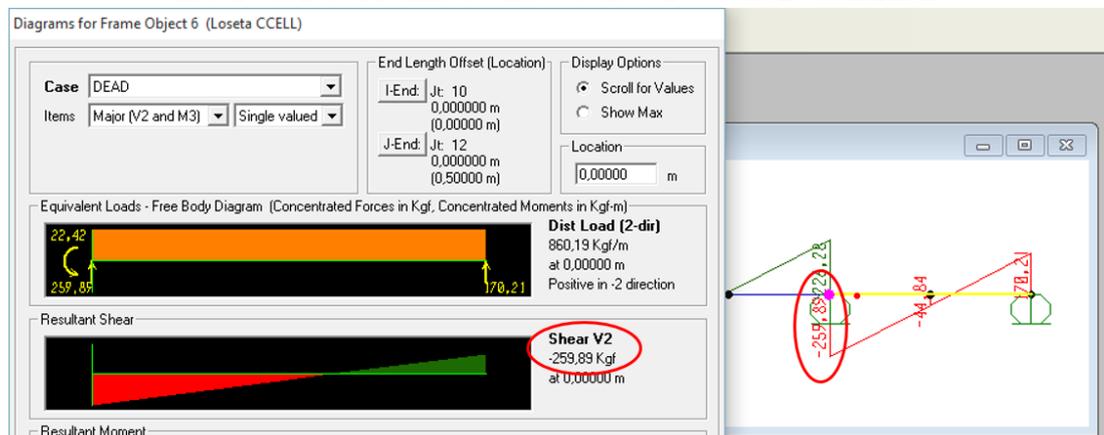
Se halla la fuerza cortante más crítica, según la ilustración 47 y 48.

Ilustración 47 Diagrama de fuerza cortante 2° Condición



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Ilustración 48 Máxima fuerza cortante en losetas. 2° Condición



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

La máxima fuerza cortante corresponde a 259,89 kgf.

$$v = \frac{3 * 259,89 \text{ kg}}{2 * (100\text{cm} * 10 \text{ cm})}$$

$$v = 0,39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se compara el esfuerzo cortante aplicado (v), con la resistencia disponible vc calculada en la condición anterior.

$$vc = 3,21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$vc > v$$

$$FS = 8$$

Resistencia a momento

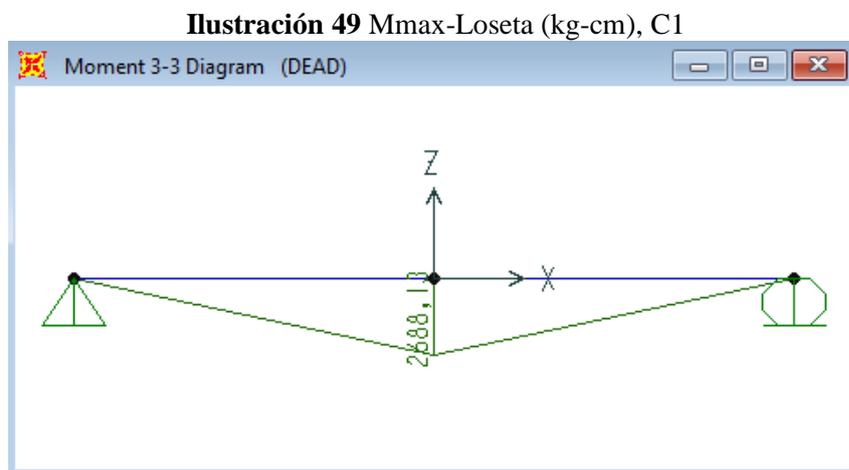
Primera condición (c1)

Se calcula el momento provocado por la combinación de cargas:

$$M_{max} = (8,602 \frac{\text{kg}}{\text{cm}})(50)^2 / 8$$

$$M_{max} = 2688,12 \text{ kg} * \text{cm}$$

Se comprueba utilizando el software SAP2000 (Computers and Structures):

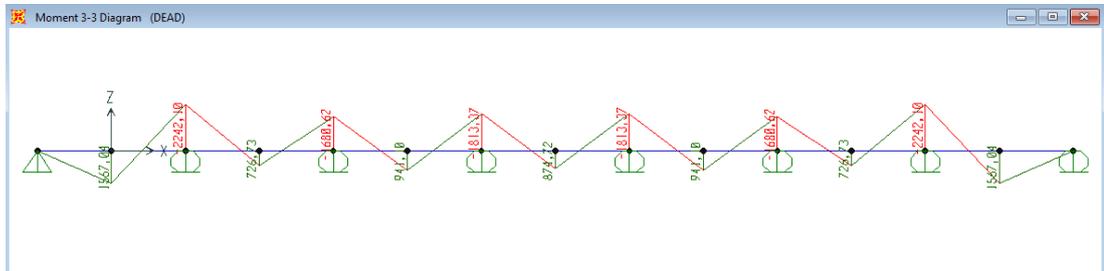


Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Segunda condición (c2)

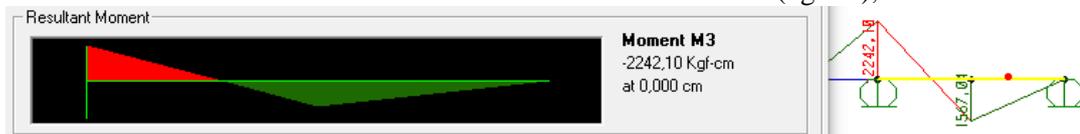
Se calcula el momento provocado por la combinación de cargas, en condición de viga continua, posterior a la fundición de los nervios, para ello se utiliza el software:

Ilustración 50 Diagrama de Momento (kg-cm), Loseta C2



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Ilustración 51 Momento máximo sobre la loseta (kg-cm), C2



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

El momento máximo aplicado se determina en 2242,10 kg-cm

Momento Nominal

Para calcular el momento resistido por el concreto se aplica la ecuación 3-18:

$$Mn = 1,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * S_m$$

Para la cual se calcula el módulo de sección:

$$S_x = \frac{(b * h^3)/12}{(\frac{h}{2})}$$

$$S_x = \frac{(50cm * (10cm)^3)/12}{(\frac{10}{2})}$$

$$S_x = 833,33 \text{ cm}^3$$

Se reemplaza;

$$Mn = 1,33 * 0,32 * \sqrt{83} * 833,33$$

$$Mn = 3231,17 \text{ kg} * \text{cm}$$

Este valor representa el momento resistente del concreto considerando su geometría y resistencia a compresión.

Se revisa el factor de seguridad dividiendo el momento resistente entre el momento aplicado.

Primera condición

$$FS = \frac{3231,17}{2688,12}$$

$$FS = 1,2$$

Segunda condición

$$FS = \frac{3231,17}{2242,10}$$

$$FS = 1,44$$

Evaluación de acero mínimo

Para esta revisión se utiliza la ecuación 3-9:

$$\phi Vc = \phi 0,53 \lambda \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi Vc = (0,75) * (0,53) * (0,32) \sqrt{83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100\text{cm} * 10\text{cm}$$

$$\phi Vc = 869,14 \text{ kg}$$

El Vu calculado en la sección 5.3.2 es de 215,05 kg, por lo tanto:

$$0,5\phi Vc > Vu \quad \text{Ecuación (3-11)}$$

Este análisis indica que el concreto es capaz de resistir el cortante aplicado en el rango elástico, es decir sin agrietarse, por lo tanto no requiere acero de refuerzo mínimo.

Deflexiones

Primera condición

La condición de loseta simplemente apoyada comprende únicamente la carga del peso propio, que no causará deflexión importante, por tanto se calcula exclusivamente la segunda condición.

Segunda condición

Fue calculada la flecha máxima para el caso de viga simplemente apoyada con la ecuación 3-12b:

$$\delta = -\frac{5WL^4}{384EI}$$

Como se estudió en el capítulo 4, el módulo de elasticidad observado en los resultados del ensayo es $E_{curva-tg} = 149745,158 \frac{kg}{cm^2}$ (14,69GPA).

$$\delta = -\frac{(5) * \left(8,602 \frac{kg}{cm}\right) * (50cm)^4}{384 * 149745,158 \frac{kg}{cm^2} * 4167 cm^4} * \frac{10mm}{1cm}$$

$$\delta = 0,011 mm$$

Siendo $L/480$ la deflexión permisible por el ACI 318 para soportar elementos susceptibles al daño, se tiene:

$$\delta_{ACI} = \frac{L}{480}$$

$$\delta_{ACI} = 1,04mm > 0,011 mm$$

Se concluye que se cumplen las deflexiones para el caso más crítico.

Acero de retracción y temperatura

Se considera innecesario en base a la norma ACI 318 (2014) que especifica que para elementos prefabricados, se puede omitir este acero por la baja magnitud de los efectos de retracción en elementos de dimensiones menores a 3,7m.

5.3.3 Condición de construcción

Definición de cargas

Carga viva

Se considera que durante la instalación de la loseta y la fundición de nervios, la placa estará sometida a esfuerzos verticales impuestos por la circulación del personal del proyecto constructivo. Ante esto se ha analizado una carga viva de $0,04 \text{ kg/cm}^2$ que cubre un peso superior al de dos obreros promedio.

Carga muerta

La carga muerta corresponde únicamente al peso propio de las losetas, estudiado en la sección anterior equivalente $0,017 \text{ kg/cm}^2$.

Se utiliza la segunda combinación de carga (ecuación 3-14), estableciendo:

$$W = (1,2 * 0,017 \text{ kg/cm}^2) + (1,6 * 0,04 \text{ kg/cm}^2)$$

$$W = 0,084 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esta carga resulta ligeramente menor a la carga de $0,086 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ calculada para la condición de servicio, en la cual los esfuerzos cortantes y flectores están cubiertos por la resistencia del material como muestra tabla:

Tabla 23 Parámetros de resistencia una loseta en condición de servicio

Requerimiento	Resistencia Nominal	Carga última impuesta	Factor de seguridad
Esfuerzo Cortante	869,14 kg	215,05 kg	4,0
Esfuerzo Flector	3231,17 kg-cm	2688,12kg-cm	1,2
Deflexión máxima /Deflexión permisible	0,011 / 1,04		

Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Por tanto se establece que la condición de construcción no genera esfuerzos que superen la resistencia nominal del elemento.

5.3.4 Condición de izado

Esta fase contempla el transporte del elemento, desde su sitio de fabricación hasta la losa donde será utilizado. Dado el peso propio de la loseta (83 kg) y sus dimensiones,

se puede trasladar con cuatro personas que la sujeten, donde cada una soporta 20,75 kg.

La condición de carga de la loseta una vez levantada por cuatro personas, impone esfuerzos menores que en la posición estática sobre dos apoyos, como se modeló en la condición de servicio anteriormente, por tanto se desprecia el cálculo por la menor demanda de esfuerzos. La misma suposición se hace si es levantada por una grúa desde dos puntos de apoyo, siempre que se levante por su lado corto, o por su lado largo con separación de apoyos menor o igual a 50 cm.

5.4. Diseño de nervios

El nervio se proyecta como un elemento compuesto, de tal modo que el material ubicado por debajo de la altura de la loseta, medida desde la parte superior del nervio, será pre-fabricado de mortero celular; sobre este límite, el concreto convencional será fundido en el sitio. Por tal característica, la zona superior del nervio contará con un $f'c=220 \text{ kg/cm}^2$, mientras que la zona inferior tendrá un $f'c=83 \text{ kg/cm}^2$, contando cada una, con la resistencia a tracción del acero.

El monolitismo será provisto por:

- La armadura de acero, que sobresale del prefabricado, dispuesta a fundirse con el concreto convencional en sitio.
- La rugosidad de la superficie, por la adherencia y trabazón de los materiales.

Altura

El peralte mínimo de los nervios se selecciona para la condición de un extremo continuo (Tabla 2).

$$Espesor = \frac{Longitud}{18,5}$$

$$Espesor = \frac{4 \text{ m}}{18,5}$$

$$Espesor = 0,22\text{m}$$

Este peralte cumple lo estipulado en la normativa, sin embargo dado el bajo módulo de elasticidad del material, y con el propósito de cumplir con el requisito de deflexiones (American Concrete Institute, 2014) se selecciona 23cm de altura.

Para optimizar el uso del material se utilizó la relación d a b de 1,5

$$\frac{\text{Peralte}}{\text{Base}} = 1,5$$

$$\text{Base} = 0,15m$$

$$\text{Área sección transversal} = 0,03 \text{ m}^2$$

El volumen resultante con los 4 metros es de $0,13 \text{ m}^3$ y, para una densidad promediada de 2125 kg/m^3 , el peso es de 281 kg.

A continuación se evalúan los esfuerzos generados en los nervios, considerando los diferentes casos de sollicitación de carga, ordenados en tres etapas: servicio, construcción e izado.

5.4.1 Condición de servicio

Definición de cargas

Carga viva

Se ha impuesto una carga viva de $0,02 \text{ kg/cm}^2$ (2 KN/m^2) reglamentada para residencias en normas ecuatorianas (Tabla 10).

Carga muerta

El desglose de la carga muerta se muestra en la tabla a continuación:

Tabla 24 Análisis de carga muerta

Elemento	T/m2	kg/cm2
Baldosas	0,10	0,010
Enlucidos	0,04	0,004
Instalaciones	0,02	0,002
Pared (Caso crítico)	0,12	0,012
Peso Loseta	0,17	0,017
C-Peso propio	0,15	0,015
TOTAL	0,60	0,060

Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Se utiliza la segunda combinación de carga de la norma ecuatoriana (ecuación 3-14), estableciendo:

$$W = (1,2 * 0,06 \text{ Kg/cm}^2) + (1,6 * 0,02 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$W = 0,105 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$WL = 0,105 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 62 \text{ cm}$$

$$WL = 6,49 \text{ kg/cm}$$

El momento negativo producido en los extremos de los vanos es próximo a:

$$M - \text{apl} - A = -\frac{WL^2}{24}$$

$$M - \text{apl} - A = -\frac{(6,49) * (400)^2}{24}$$

$$M - \text{apl} - A = -43271,14 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M - \text{apl} - A = -432,71 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento positivo producido en el centro de la luz tiende a:

$$M - \text{apl} - B = \frac{WL^2}{14}$$

$$M - \text{apl} - B = \frac{(6,49) * (400)^2}{14}$$

$$M - \text{apl} - B = 74179,09 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M - \text{apl} - B = 741,79 \text{ kg} * \text{m}$$

El momento negativo producido entre los vanos se aproxima a:

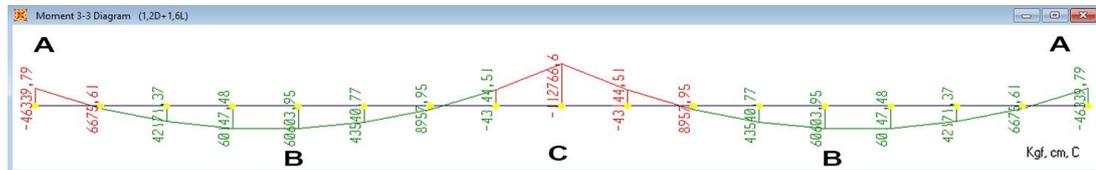
$$M - \text{apl} - C = -\frac{WL^2}{9}$$

$$M - \text{apl} - C = -\frac{(6,19) * (400)^2}{9}$$

$$M - apl - C = -115389,70 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M - apl - C = -1153,89 \text{ kg} * \text{m}$$

Ilustración 52 Diagrama de momentos sobre el nervio (kg-cm)



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Se comparan los valores obtenidos por fórmulas, con los provistos por el software. Por precisión y consideración de otros efectos influyentes en la magnitud del momento flector no considerados en el cálculo anterior, se tomará el valor del software.

Diseño refuerzo por resistencia última

Recubrimiento y peralte

El recubrimiento para prefabricados es de 16 mm, dada la ausencia de exposición al exterior y a su vez, por tratarse de un elemento separado del suelo (American Concrete Institute, 2014). Sin embargo, se opta por asignar 25mm por involucrar una fundición in situ.

Se calcula el peralte efectivo:

$$d = h - c_c - \phi_{estribo} - \frac{\phi_b}{2}$$

$$d = 23 - 2,5 - 0,8 - \frac{1,0}{2}$$

$$d = 19,1 \text{ cm}$$

Asignación de una cuantía de acero

En la zona superior (se exceptúa la zona de intersección de vanos).

El área de acero, se calcula con la ecuación 3-6:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$A_s = 0,0025 * b * d$$

$$A_s = (0,0025 * 15 * 19,1)$$

$$A_s = 0,73 \text{ cm}^2$$

Se asigna una varilla corrugada de 10mm de diámetro ($A_s=0,786 \text{ cm}^2$) que sostendrá el momento negativo mayorado de 46339,79 kg-m (Punto A, Ilustración 52 y 53).

Adoptando el modelo de esfuerzos de Whitney (1942), según la ilustración 16, se calcula la altura de a , siendo $f'_c=83 \text{ kg/cm}^2$ por tratarse de un parámetro de la zona en compresión.

$$a = \frac{A_s * F_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{(0,789 * 4200)}{0,85 * 83 * 15}$$

$$a = 3,07 \text{ cm}$$

El factor β se asume de 1 (sección 3.5.1). Con ello:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{3,07}{1}$$

$$c = 3,07$$

El momento nominal es:

$$M_n = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 3-4})$$

$$M_n = 0,79 * 4200 \left(19,1 - \frac{3,07}{2} \right)$$

$$M_n = 57842,86 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 578,43 \text{ kg.m}$$

Siendo $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = 520,59 \text{ kg.m}$$

$$FS = \frac{Mn}{M_{apl}}$$

$$FS = \frac{57842,86}{46339,79}$$

$$FS = 1,25$$

El factor de seguridad se observa escaso, sin embargo, al retirar la mayoración de la carga en los cálculos con los coeficientes del *American Concrete Institute* (2014), se tiene:

$$FS = \frac{Mn}{M_{apl}}$$

$$FS = \frac{57842,86}{33248,62}$$

$$FS = 1,74$$

Zona superior (entre vanos):

$$As = 0,003 * b * d$$

$$As = (0,003 * 15 * 19,1)$$

$$As = 0,87 \text{ cm}^2$$

Se asignan dos varillas corrugadas, una de 10mm y otra de 12mm de diámetro que proveen un $As=1,92 \text{ cm}^2$ que sostendrá el momento de 1127,67 kg-m (Punto C, Ilustración 52 y 53).

Se calcula la altura de a, siendo $f'c=83 \text{ kg/cm}^2$ por tratarse de un parámetro de la zona en compresión.

$$a = \frac{As * Fy}{0,85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{(1,92 * 4200)}{0,85 * 83 * 15}$$

$$a = 7,49 \text{ cm}$$

Siendo β igual a 1:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{7,49}{1}$$

$$c = 7,49$$

El momento nominal es:

$$Mn = 1,92 * 4200 \left(19,1 - \frac{7,49}{2} \right)$$

$$Mn = 123286,83 \text{ kg.cm}$$

$$Mn = 1232,87 \text{ kg.m}$$

Siendo $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = 1109,58 \text{ kg.m}$$

$$FS = \frac{Mn}{M_{apl}}$$

$$FS = \frac{123286,83}{112766,60}$$

$$FS = 1,09$$

Si se retira la mayoración de la carga, se tiene:

$$FS = \frac{Mn}{M_{apl}}$$

$$FS = \frac{123286,83}{88662,97}$$

$$FS = 1,39$$

Zona inferior (en toda la longitud):

$$As = 0,003 * b * d$$

$$A_s = (0,003 * 15 * 19,1)$$

$$A_s = 0,87 \text{ cm}^2$$

Se asignan dos varillas corrugadas de 8 mm de diámetro que proveen un $A_s=1,01 \text{ cm}^2$ y sostendrán el momento de 60603,95 kg-m (Punto B, Ilustración 52 y 53).

Se calcula la altura de a , siendo $f'c=220 \text{ kg/cm}^2$ por tratarse de un parámetro de la zona en compresión.

$$a = \frac{A_s * F_y}{0,85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{(1,01 * 4200)}{0,85 * 220 * 15}$$

$$a = 1,48 \text{ cm}$$

Siendo β igual a 1:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{1,48}{1}$$

$$c = 1,48$$

El momento nominal es:

$$M_n = 1,01 * 4200 \left(19,1 - \frac{1,48}{2} \right)$$

$$M_n = 77387,73 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 773,88 \text{ kg.m}$$

Siendo $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = 696,49 \text{ kg.m}$$

$$FS = \frac{M_n}{M_{apl}}$$

$$FS = \frac{77387,73}{60603,95}$$

$$FS = 1,28$$

Luego de retirar la mayoración de la carga, se tiene:

$$FS = \frac{Mn}{M_{apl}}$$

$$FS = \frac{77387,73}{56997,63}$$

$$FS = 1,36$$

Se resume el acero asignado en 2 varillas #8 en la parte inferior, y una varilla #10 en la zona superior, en la unión de dos vanos se provee 1#12 adicional para el mayor momento negativo.

Longitud de desarrollo

El acero superior para el punto C (ilustración 52) donde ocurre el mayor momento negativo, se dispone tal como se muestra en la ilustración 53.

La longitud de desarrollo para esta sobre posición de varillas obedece a:

$$l_d = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{5,25 * \lambda * \sqrt{f'_c}} * d_b \quad (\text{Tabla 9})$$

Ψ_t , se toma igual a 1 por tratarse de varillas mayores al número 7

Ψ_e , se toma igual a 1 por tratarse de varillas sin recubrimiento epóxico.

λ , se toma igual a 1 dado a que el empotramiento se da en la zona de concreto normal.

$$l_d = \frac{4200 * 1 * 1}{5,25 * 1 * \sqrt{220}} * 1,2$$

$$l_d = 64,72 \text{ cm}$$

$$l_d \approx 65 \text{ cm}$$

Ganchos

Para las varillas longitudinales se asigna un diámetro interior de doblado (Φ_{dob}) en los extremos que colindan el perímetro exterior, equivalente a 8 veces el diámetro de la

varilla (d_b), seguido de una extensión recta (l_{ext}) de 12 veces el mismo diámetro (Tabla 9).

Para la varilla de 10mm:

$$\Phi_{dob} = 8d_b$$

$$\Phi_{dob} = 8 * 10 \text{ mm}$$

$$\Phi_{dob} = 80 \text{ mm}$$

$$\Phi_{dob} = 8 \text{ cm}$$

La extensión recta posterior corresponde a:

$$l_{ext} = 12d_b$$

$$l_{ext} = 12 * 10 \text{ mm}$$

$$l_{ext} = 120 \text{ mm}$$

$$l_{ext} = 12 \text{ cm}$$

Para las varillas longitudinales inferiores:

$$\Phi_{dob} = 8d_b$$

$$\Phi_{dob} = 8 * 8 \text{ mm}$$

$$\Phi_{dob} = 64 \text{ mm}$$

$$\Phi_{dob} = 6,4 \text{ cm}$$

La extensión recta corresponde a:

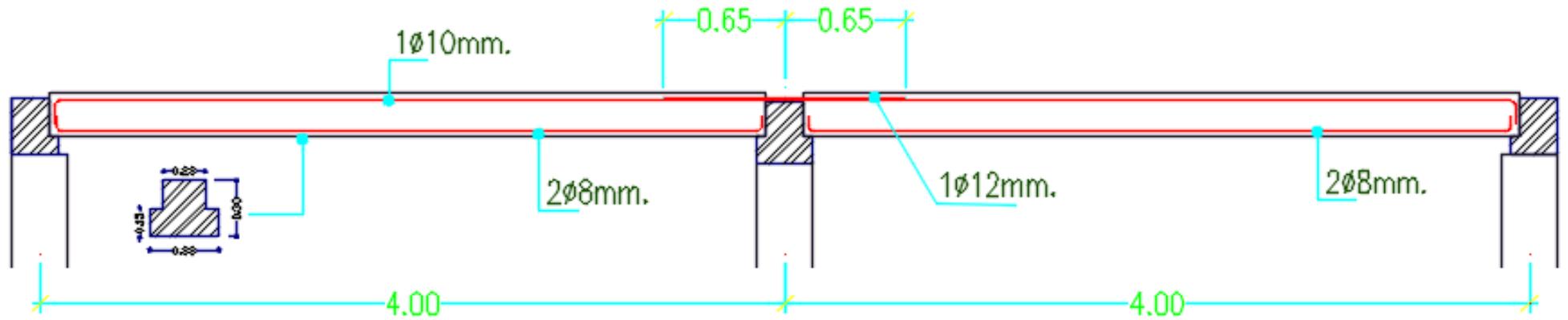
$$l_{ext} = 12d_b$$

$$l_{ext} = 12 * 8 \text{ mm}$$

$$l_{ext} = 96 \text{ mm}$$

$$l_{ext} = 9,6 \text{ cm}$$

Ilustración 53 Disposición de varillas longitudinales sobre el nervio



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Deflexiones

Fue calculada la flecha máxima para el caso de viga simplemente apoyada con la ecuación 3-12b:

$$\delta = -\frac{5WL^4}{384EI}$$

Se usa el módulo de elasticidad ($E_{curva-tg}$) del material, obtenido en el ensayo de la sección 4.

El nervio es un elemento compuesto por mortero celular y hormigón convencional, por tanto, se promedian sus módulos tangentes:

$$\text{En mortero celular: } E_{curva-tg} = 149745,16 \frac{kg}{cm^2} (14,69GPA)$$

$$\text{En hormigón convencional: } E_{hc-tg} = 224260,96 \frac{kg}{cm^2} (22 GPA)$$

Promediando, se tiene:

$$E_{cnervio-tg} = 187003,06 \frac{kg}{cm^2} (18,35 GPA)$$

Se calcula el momento de inercia en el eje x:

$$x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0,00015 m^4 (15164,05 cm^4)$$

Deflexiones instantáneas

Se calcula la carga lineal viva y muerta sin considerar su mayoración.

$$W_{L-L} = 1,26 \text{ kg/cm}$$

$$W_{L-D} = 2,79 \text{ kg/cm (se excluye el peso propio del nervio)}$$

Se calcula la deflexión instantánea por carga viva y carga muerta respectivamente (ecuación 3-12b):

$$\Delta_{iL} = -\frac{(5) * \left(1,26 \frac{kg}{cm}\right) * (400cm)^4}{384 * 187003,06 \frac{kg}{cm^2} * 15164,05 cm^4} * \frac{10mm}{1cm}$$

$$\Delta_{iL} = 1,49 \text{ mm}$$

$$\Delta_{iD} = - \frac{(5) * \left(2,79 \frac{kg}{cm}\right) * (400cm)^4}{384 * 187003,06 \frac{kg}{cm^2} * 15164,05 \text{ cm}^4} * \frac{10mm}{1cm}$$

$$\Delta_{iD} = 3,28 \text{ mm}$$

Deflexiones a largo plazo

Considerando deflexiones a más de 5 años, se establece $\xi=2$ (Tabla 7).

Se calcula el acero a compresión (ρ'):

$$\rho' = \frac{As}{b.d} \quad \text{Ecuación (3-15)}$$

$$\rho' = \frac{0,79}{(0,15) * (0,23)}$$

$$\rho' = 0,0023$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1+\rho'} \quad \text{Ecuación (3-14)}$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{2}{1 + 0,0023}$$

$$\lambda_{\Delta} = 2$$

Según se indica en la sección 3.7.1, se calcula la porción sostenida de la carga viva, equivalente al 40%, y su respectiva deflexión:

$$0,4 * W_{L-CV} = 0,4 * 1,26 \text{ kg/cm}$$

$$0,4 * W_{L-CV} = 0,51 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{iLS} = - \frac{(5) * \left(0,51 \frac{kg}{cm}\right) * (400cm)^4}{384 * 187003,06 \frac{g}{cm^2} * 15164,05 cm^4} * \frac{10mm}{1cm}$$

$$\Delta_{iLS} = 0,59 mm$$

Conociendo:

$$\lambda_{\&} = \lambda_{\Delta a 5años} = 2$$

$$\lambda_{\Delta a 3meses} = 0,3$$

Se halla:

$$\lambda_{to,\&} = \lambda_{\Delta-5años} - \lambda_{\Delta-3meses} \quad \text{Sección 3.7.1}$$

$$\lambda_{to,\&} = 1,7$$

$$\Delta = \lambda_{to,\&} \Delta_{iD} + \Delta_{iL} + \lambda_{\&} \Delta_{iLS} \quad \text{Ecuación (3-16)}$$

$$\Delta = 1,7 * 3,28mm + 1,49mm + 2 * 0,59mm$$

$$\Delta = 8,24mm$$

La tabla 6 indica la deflexión admisible para elementos susceptibles al daño.

$$\delta_{ACI} = \frac{L}{480}$$

$$\delta_{ACI} = 8,33 mm$$

$$\delta_{ACI} > \delta_{Nervio}$$

$$8,33 > 8,24$$

Resistencia a cortante y estribos

Se procede con el cálculo de la fuerza cortante aplicada. La carga lineal se multiplica por la longitud del nervio y se divide entre el número de apoyos (sección 3.12.1).

$$V_u = \frac{W_L L}{2}$$

$$V_u = \frac{\left(6,49 \frac{kg}{cm}\right) * (400 \text{ cm})}{2}$$

$$V_u = 1298,13 \text{ kg}$$

Se calcula la fuerza cortante (V_c) provista por cada material que compone el nervio y se utiliza el factor lamda (λ) de 0,32 obtenido en la sección 4.2.1.

Se calcula el cortante provisto por el mortero celular en la zona inferior:

$$V_{c_1} = 0,53 \lambda \sqrt{f'_c} * b * d \quad \text{Ecuación (3-9)}$$

El peralte efectivo es de 19.1 cm, a este se resta la altura de la loseta, que representa el espacio que estará fundido por hormigón convencional.

$$V_{c_1} = 0,53 * 0,32 * \sqrt{83} * 15 * (19,1 - 10)$$

$$V_{c_1} = 213,25 \text{ kg}$$

Se calcula el cortante provisto por el concreto convencional en la zona superior:

$$V_{c_2} = 0,53 * 1 * \sqrt{220} * 15 * 10$$

$$V_{c_2} = 1197,89 \text{ kg}$$

$$V_c = V_{c_1} + V_{c_2}$$

$$V_c = 213,25 + 1197,89$$

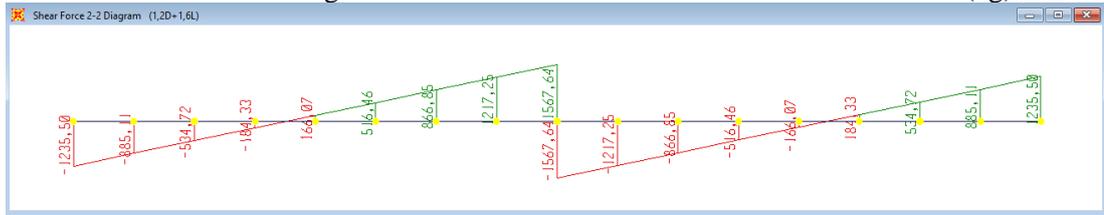
$$V_c = 1411,14 \text{ kg}$$

Se revisa el requerimiento del refuerzo por cortante:

$$V_u > \varphi * V_c \quad \text{Sección 3.6.1}$$

Por precisión numérica se utiliza el valor del cortante último (V_u) provisto por el software:

Ilustración 54 Diagrama de Fuerza Cortante sobre el nervio más crítico (kg)



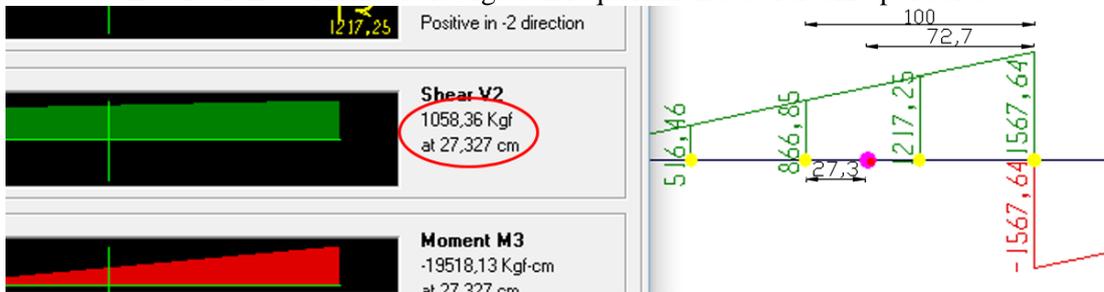
Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

$$1567,64 > 0,75 * 1411,14$$

$$1567,64 > 1058,36$$

Se observa que el concreto no tiene la capacidad para asumir el cortante en un corto tramo, que visto a detalle en el software se determina a 27,3 cm del tercer nodo, por tanto se requiere estribo únicamente en los primeros 72,7 cm según se observa en la ilustración (100cm-27,3cm).

Ilustración 55 Tramo de la viga con requerimiento de refuerzo por corte



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

En la longitud restante la desigualdad anterior se invierte, por tanto la necesidad de estribo se enmarca en esa pequeña zona. Sin embargo:

Las cargas aplicadas a la viga entre la cara del apoyo y el punto a una distancia d medida desde la cara se transfieren directamente al apoyo por compresión en el alma en la zona localizada por encima de la fisura. (American Concrete Institute, 2014, pág. 140).

Siendo el peralte efectivo igual a 19.1 cm, se excluye la necesidad de refuerzo a corte en esta zona, y por ende se colocará en el tramo restante.

$$72,7 \text{ cm} - 19,1 \text{ cm} = 53,6 \text{ cm}$$

Se asignan estribos para el tramo de 53,6cm usando barras lisas de espesor 3mm inclinadas a 45°, con sección transversal de 0,07 cm². Conociendo que la forma del estribo será triangular, una grieta de corte será atravesada por dos varillas de cada estribo, por tanto resulta un área de acero provista de 0,14 cm². Adicionalmente, con el propósito de sostener la varilla longitudinal superior, se colocan estribos en toda la longitud con una separación igual al peralte.

La fuerza a tensión provista por las barras, se obtiene a continuación:

$$V_s = A_s * f_y * \frac{d}{s} \quad \text{Ecuación (3-10)}$$

La ilustración 20 y la sección 9.7.6.2.3 del ACI (2014), indican que se permite usar $s = d/2$.

$$V_s = 0,14 * 4200 * 2$$

$$V_s = 1187,52 \text{ kg}$$

Se suma el cortante provisto por el concreto y el acero, se tiene:

$$V_n = V_s + V_c \quad \text{Ecuación (3-7)}$$

$$V_n = 1187,52 + 1411,14$$

$$V_n = 2598,66 \text{ kg}$$

$$V_n > V_u$$

$$2598,66 > 1567,64$$

$$FS = 1,66$$

5.4.2 Condición de construcción

Para esta etapa, se revisa el momento de agrietamiento que sostiene el nervio prefabricado cuando es colocado en obra sobre las vigas y sobre él se funde el hormigón convencional; se evalúa el momento de agrietamiento y el aplicado.

Definición de cargas

Carga viva

En el estado de construcción, el nervio está colocado en sitio únicamente en su altura prefabricada, en esta condición no soportará carga viva, esta se impone una vez fundida la altura total del elemento.

Carga muerta

La carga muerta se establece de la siguiente manera:

Dimensiones del nervio prefabricado:

$$b = 0,15 \text{ m}$$

$$h = 0,13 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$\text{Volúmen}_{pref}: 0,15\text{m} \times 0,13\text{m} \times 4\text{m}$$

$$\text{Volúmen}_{pref}: 0,07 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{pref} = V * \gamma$$

$$\text{Peso}_{pref} = 0,07\text{m}^3 * 1650 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso}_{pref} = 121 \text{ kg}$$

Dimensiones de la sección fundida en el sitio:

$$b = 0,15 \text{ m}$$

$$h = 0,10 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$\text{Volúmen}_{in situ}: 0,15\text{m} \times 0,10\text{m} \times 4\text{m}$$

$$\text{Volúmen}_{in situ}: 0,06 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{in situ} = V * \gamma$$

$$Peso_{in\ situ} = 0,06m^3 * 2400\ kg/m^3$$

$$Peso_{in\ situ} = 144\ kg$$

Sumando el peso de la sección prefabricada (*pref*) con la sección fundida en el sitio (*in situ*), se tiene:

$$Peso_{total} = Peso_{in\ situ} + Peso_{pref}$$

$$Peso_{total} = 121\ kg + 144\ kg$$

$$Peso_{total} = 265\ kg$$

Siendo el área tributaria del nervio $1,87\ m^2$, la carga por área se calcula a través de:

$$W = Peso_{total}/\text{área}$$

$$W = 265\ kg / 1,87m^2$$

$$W = 141,7\ kg/m^2$$

$$W = 0,014\ kg/cm^2$$

Se utiliza la combinación de carga de la norma ecuatoriana NEC, estableciendo:

$$W = (1,4 * 0,014\ Kg/cm^2) + 0 \quad \text{Ecuación (3-15)}$$

$$W = 0,020\ Kg/cm^2$$

$$WL = 0,020 \frac{kg}{cm^2} * 62\ cm$$

$$WL = 1,23\ kg/cm$$

El momento positivo producido en el centro de la luz tiende a:

$$M - apl = \frac{WL^2}{8}$$

$$M - apl = \frac{(1,23) * (400)^2}{8}$$

$$M - apl = 24593,78\ kg * cm$$

$$M - apl = 245,94 \text{ kg} * m$$

En la sección 4.9 se determinó el momento de agrietamiento del mortero celular (M_{cr}) en 77,99 kg-m, por tanto el momento aplicado lo agrietará; por esto se coloca un puntal en el centro del nervio prefabricado, de esta manera el momento negativo producido sobre el soporte tiende a:

$$M - apl = \frac{WL^2}{9} \quad (\text{Tabla 13})$$

$$M - apl = \frac{(1,23) * (200)^2}{9}$$

$$M - apl = 5465,28 \text{ kg} * cm$$

$$M - apl = 54.65 \text{ kg} * m$$

De esta manera, el nervio puede colocarse sobre las vigas principales sin agrietarse, soportando su peso propio y el de la fundición en el sitio con hormigón convencional.

$$M_{cr} > M - apl$$

$$77,99 \text{ kg} - m > 54.65 \text{ kg} * m$$

El factor de seguridad entre el momento de agrietamiento y el momento aplicado es de 1.43, este valor se puede ampliar con la colocación de un tercer apoyo.

Resistencia a cortante y estribos

Se procede con el cálculo de la fuerza cortante aplicada:

$$V_u = \frac{W_L L}{2}$$

$$V_u = \frac{\left(1,23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}\right) * (200 \text{ cm})}{2}$$

$$V_u = 122,97 \text{ kg}$$

En la sección 5.4.1 fue calculada la resistencia nominal a corte de la sección prefabricada de concreto:

$$V_{c1} = 213,25 \text{ kg}$$

Se revisa el requerimiento del refuerzo por cortante según la sección 3.6.1:

$$Vu > \varphi * Vc_1$$

$$122,97 > 0,75 * Vc$$

$$122,97 > 159,94$$

5.4.3 Condición de izado

Se considera necesaria exclusivamente la evaluación de los momentos producidos cuando el nervio es sostenido por dos soportes equidistantes al centro del elemento.

Definición de cargas

Carga viva

En esta condición se determina que el elemento no soportará carga viva.

Carga muerta

En un estado izado, el nervio está compuesto en su altura prefabricada, en esta condición soporta únicamente su peso propio.

Agrietamiento por flexión

Como se indica en la sección 5.4.3:

$$Peso_{pref} = 121 \text{ kg}$$

Siendo el área tributaria del nervio $1,87 \text{ m}^2$, la carga por área se calcula a través de:

$$W = Peso_{total}/\text{área}$$

$$W = 121 \text{ kg} / 1,87 \text{ m}^2$$

$$W = 64,66 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 0,0065 \text{ kg/cm}^2$$

Se utiliza la segunda combinación de carga de la norma ecuatoriana, estableciendo:

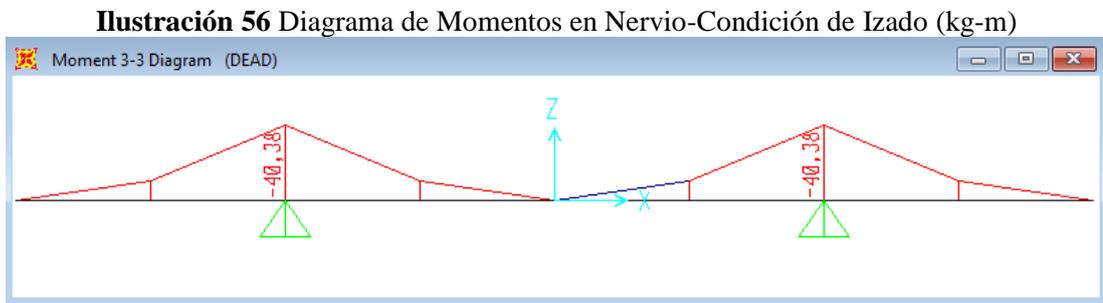
$$W = (1,4 * 0,0065 \text{ Kg/cm}^2) + 0 \quad \text{Ecuación (3-15)}$$

$$W = 0,009 \text{ Kg/cm}^2$$

$$WL = 0,009 \frac{kg}{cm^2} * 62 cm$$

$$WL = 0,56 kg/cm$$

El momento negativo producido se obtiene del software:



Fuente: Cevallos, A. Gonzabay, M.

En la sección 4.9 se determinó el momento de agrietamiento del mortero celular (M_{cr}) en 77,99 kg-m.

Se tiene:

$$M_{cr} > M - apl$$

$$77,99 kg * m > 40,38 kg * m$$

Por tanto el nervio en esta condición no se agrieta.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

6.1.1 Aplicabilidad del diseño

El diseño estructural, las losetas y nervios, basados en el mortero celular especificado en este trabajo de titulación, cumplen los requisitos de resistencia a la flexión, cortante, deflexiones instantáneas y a largo plazo, efecto de retracción y temperatura, recubrimiento, longitud de desarrollo y ganchos a cargas estáticas de servicio, pueden ser construidos en un proyecto de edificaciones previa comprobación experimental de la capacidad de resistencia límite a la falla, donde se pueda determinar la influencia de otros factores no revisados en esta investigación, tales como la adherencia del acero al mortero celular ante cargas de fluencia y el comportamiento inelástico.

6.1.2 Colocación de losetas en el sitio

Las losetas diseñadas tienen un peso de 83 kg, cuentan con dimensiones cortas con el propósito de prevenir el agrietamiento y hacer posible su colocación sin uso de maquinarias que encarezcan el proyecto constructivo; sus dimensiones pueden aumentar si se usan teclerías o sistemas similares de izado en la obra. Se puede incrementar las luces siempre y cuando se revisen los esfuerzos que ocurren en el elemento al ser transportado y colocado sobre los nervios para evitar el agrietamiento de la loseta sin refuerzo.

6.1.3 Uso de aditivos en la mezcla

La mezcla del mortero celular incluye arena, cemento, agua, aditivo plastificante y espuma. Cada ingrediente cumple una función importante, sin embargo la presencia del aditivo en la mezcla resultó perjudicial. Según el análisis de los resultados de rotura de los especímenes, se obtuvo una mayor resistencia en la dosificación que contuvo únicamente el espumante, excluyendo de la mezcla al aditivo plastificante. En favor del uso del plastificante se tiene el incremento de la trabajabilidad, lo que en cada diseño y proyecto se debe valorar cuidadosamente.

6.1.4 Parámetros mecánicos del mortero celular

Por la carencia de estudios previos de los parámetros mecánicos del mortero celular detallado en este trabajo de titulación, fue necesario utilizar ecuaciones normalizadas para el concreto liviano, evidenciándose a través de los ensayos que los parámetros obtenidos por ecuaciones requieren de verificación experimental antes de ser aplicados al mortero celular diseñado en este estudio.

Dado que el método de producción del mortero celular es un aspecto determinante que dicta los valores experimentalmente obtenidos y los factores de ajuste para las ecuaciones, se requiere establecer correlaciones aplicables a cada técnica de elaboración.

Las condiciones particulares de cada mezcla y sus correspondientes parámetros esenciales hacen de la investigación de este material, un campo abierto a la exploración.

a) Ecuaciones del código ACI para el módulo de elasticidad

Se encontró que la ecuación ACI 318-14 19.2.2.1.a. para hallar el módulo de elasticidad del material en función de la densidad y resistencia a la compresión, genera resultados distantes a los determinados en los ensayos y análisis de la sección 4; por el contrario, la ecuación ACI 318-14 19.2.2.1.b. formulada para concretos convencionales que depende únicamente de la resistencia a la compresión, entrega valores muy cercanos al módulo tangente obtenido de manera experimental; así mismo, si se le incluye el factor λ experimentalmente calculado, se obtiene un resultado cercano al módulo de elasticidad secante.

Este efecto se atribuye a que el módulo de elasticidad está vinculado principalmente a la resistencia a la compresión, siendo poco dependiente de la densidad del material.

b) Factor de modificación λ

El valor de λ está estipulado en los códigos de diseño con un valor igual o mayor a 0.75 para hormigones livianos obtenidos a partir del uso de agregados livianos. Para este material se determina un factor (λ) de 0.32 que depende de la menor rigidez de este mortero, y de su alta capacidad de deformación.

El uso de λ constituye un referente de orden metodológico, más no un valor mínimo. La alta capacidad de deformación se considera una virtud potencialmente asociada a una mayor ductilidad.

6.2. Recomendaciones

a) Proceso constructivo

Se recomienda verificar que la capacidad de carga del material a la condición de esfuerzo sin agrietamiento no sea excedida en las losas; tanto durante su manipulación, izado, colocación y carga de servicio.

Las losetas son de mortero celular macizo sin refuerzo de acero y se instalan sobre nervios o vigas que deben estar previamente fundidos auto-estables o apuntalados. Se colocan las losetas sobre los nervios, dejando libres 10 cm del ancho b_w en el centro.

Se tendrá especial cuidado en los bordes de la losa, donde la loseta requiera ser apoyada en un extremo sobre una viga perimetral que tiene un desnivel con respecto al primer nervio que la sostiene en el otro extremo. Si la viga es prefabricada se debe colocar alzas de hormigón de la misma resistencia que esta o superior, los espacios vacíos deberán ser rellenados con mortero o concreto. Si la viga perimetral es fundida in situ, se debe nivelar su encofrado.

Para las esquinas colindantes con las columnas, se deberán diseñar y construir losetas con espacios recortados para encajar con las columnas, o como método alternativo, serán cortadas en sitio.

Se tomará todos los cuidados que no se hayan establecido en esta investigación, de tal modo que la losa sea uniforme en toda su área. Los nervios son parcialmente prefabricados sobre las vigas, en todos sus vanos.

La armadura de acero superior de los nervios se colocará in situ y se anclará dentro de la armadura de la viga de soporte y podrá ser continua en toda su longitud del nervio, o suplementario contado como refuerzo negativo del momento, en cuyo caso debería anclarse con ganchos a 90° o 180°. Se podrá colocar un imprimante epóxico en la superficie prefabricada del nervio, para mejorar la unión de hormigón viejo con nuevo.

A continuación, se funde la parte superior de los nervios, cuidando la uniformidad de toda la superficie, especialmente en uniones longitudinales de un nervio a otro.

Se procede con el curado de 7 días contados desde el día de la fundición, a menos que se utilice aditivo acelerante en el hormigón colocado in situ, en cuyo caso se adoptan las recomendaciones del producto. Se continúa normalmente con los mampuestos y detalles arquitectónicos propios de cada proyecto.

b) Modificaciones estructurales

Superficie de apoyo de las losetas

Se recomienda diseñar un sobre ancho en los nervios, para que las losetas prefabricadas puedan asentarse a cada lado una longitud mínima de 5 cm, y en el caso de las vigas utilizar una sección tipo T para brindar una similar condición de apoyo a los nervios.

Uso de pre-esfuerzo

Dado que el módulo de rotura del hormigón celular es bajo, y que el nervio prefabricado es de escasa altura e inercia, en luces mayores a 4 metros es posible el agrietamiento del nervio prefabricado de hormigón celular. Por tanto se recomienda incluir acero con pre-esfuerzo en luces de nervios mayores a 4 metros para reducir este umbral de carga permisible a condición de esfuerzos sin agrietamiento en la zona de tensión de los nervios, esto evitará la formación de grietas.

Longitud de los nervios

La longitud adoptada para los nervios de 4 metros, genera un peralte de 23 centímetros para el diseño sin acero de pre-esfuerzo. Esta altura puede ser optimizada si se utilizan vanos de luces de 3m en cuyo caso el peralte de los nervios no supera los 18 centímetros. Alternativamente en una luz de 4 metros, si se usa acero de pre-esfuerzo, el peralte de los nervios podría disminuir a 20 centímetros como mínimo.

c) Ensayos de laboratorio

Ensayo a flexión simplificado

El ensayo detallado en el capítulo 4 se realizó a la intemperie, por lo que para cargas pequeñas se tuvo ligeras desviaciones en la tendencia de los resultados medidos de la deflexión, estas se atribuyen a los efectos externos como el viento sobre el dial y la fricción en sus engranajes internos, además de la rugosidad de la superficie.

Adicionalmente por la dificultad de aplicar grandes cargas, no se puede ensayar la viga hasta la capacidad límite o estado de falla dúctil. Por lo tanto se recomienda realizar futuros ensayos en espacios cerrados con sistemas electrónicos de medición de cargas basadas en sensores de desplazamiento-deformación LDVT y celdas de carga.

Parámetros

Se recomienda ampliar los ensayos de laboratorio utilizando muestras prismáticas del material para evaluar el uso de las fórmulas estandarizadas y conseguir correlaciones más amplias y precisas de sus parámetros; llegando a evaluar el comportamiento inelástico del material.

Verificación de aplicabilidad de fórmulas estandarizadas.

Se recomienda verificar a través de ensayos de laboratorio si la fórmula para medir la capacidad a flexión del concreto simple establecida en la sección 14.5.2.1 del ACI-318-14 requiere modificaciones al ser aplicada a morteros de baja resistencia.

Aprovechamiento de investigaciones relacionadas y presupuesto

Es recomendable complementar la presente investigación con estudios comparativos de los parámetros mecánicos de la mezcla de mortero celular diseñada y otros diseños con otro tipo de hormigón liviano, tales como el concreto autoclaveado (Argudo, 2003), para optimizar la relación peso específico-resistencia del diseño, y el desfavorable precio por área de la losa especificado en el anexo.

Así mismo, se recomienda realizar un análisis comparativo de costos entre un edificio de al menos cinco niveles que utilice el sistema tradicional de losa y otro con las mismas características que aplique el sistema propuesto en esta investigación; esto con el fin de determinar el impacto del aligeramiento de la losa en la reducción de las dimensiones del sistema aporticado.

Referencias

- Alvarez Galindo, J., Marin Perez, A., & García Casado, P. (s.f.). *Historia de los morteros*.
- American Concrete Institute. (2014). *Guide for Cellular Concretes above 50 lb/ft³ (800 kg/m³)*.
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. U.S.A.: IHS.
- Arbitó, G. (2016). *Concreto Celular para uso estructural*. Cuenca.
- Argudo, J. (2003). *Evaluation and Synthesis of Experimental Data for Autoclaved Aerated Concrete*. Austin: Universidad de Texas.
- Beer, F. P., Johnston, R., DeWolf, J., & Mazurek, D. (2010). *Mecánica de Materiales*. México: McGrawHill.
- Cadena, A. J. (2016). *Estudio del mortero de pega usado en el Cantón Cuenca. propuesta de mejora, utilizando adiciones de cal*. Universidad de Cuenca.
- Computers and Structures. (s.f.). *SAP 2000*.
- Hernández, J. (2014). El enfoque del aci-318 para el chequeo de la fisuración. *Revista de la construcción*. Obtenido de https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-915X2014000200002
- José Álvarez, A. P. (s.f.). *HISTORIA DE LOS MORTEROS*. Navarra, España: Universidad de Navarra.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Cargas no sísmica NEC-SE-CG*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-HM, Estructuras de hormigón armado*.

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-VIVIENDA*.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogotá: McGrawHill.
- Novacero. (2006). *Catálogo Varilla Microaleada*.
- Peña, C., & Zambrano, F. (2001). *Hormigón celular con la utilización de materiales locales*. Guayaquil.
- Ponce, D. M. (2008). *Hormigones de altas prestaciones*. Universidad Politécnica de Cartagena (UPCT).
- Rengifo, M., & Yupangui, R. (2013). *Estudio del Hormigón Celular*. Quito.
- Robalino Villagomez, G. (2016). *Implementación del mortero celular en el Ecuador*. Guayas, Ecuador: Universidad de Especialidades Espiritu Santo. Obtenido de <http://repositorio.uees.edu.ec/bitstream/123456789/478/1/Tesis%20Implementaci%C3%B3n%20del%20mortero%20celular%20en%20el%20Ecuador%20-%20Galo%20Robalino.pdf>
- Rodríguez, H. (2017). *Concreto liviano a base de poliestireno expandido para la prefabricación de unidades de albañilería no experimental*. Perú: Universidad Nacional de Cajamarca.
- Slawko, B., & Iván, G. (2012). *Manual de cálculo y diseño de muros estructurales de concreto armado*. Bárbula.
- Whitney, C. (1942). *Plastic Theory of Reinforced Concrete Design*. Transaction ASCE.
- Wight, J., & MacGregor, J. (2012). *Reinforced Concrete M&D* (6ta ed.). New Jersey: Pearson.
- Zambrano Salazar, L. L. (2017). *Elaboración de un software en base a Matlab para el cálculo y diseño de losas macizas y nervadas*. Ambato.

Bibliografía

Salamanca Correa Rodrigo (2001). *La tecnología de los morteros*. Universidad Militar Nueva Granada. Colombia.

National Ready Mixed Concrete. *CIP – 36 Concreto Estructural de Peso Liviano*. 900 Spring St., Silver Spring, MD 20910. Recuperado de <https://www.nrmca.org/aboutconcrete/cips/CIP36es.pdf>

Panchana, et al. 2019, “*Diseño, Estudio y Construcción de una Canoa de Concreto para Competencia*”, Publicación inédita de la Carrera de Ingeniería Civil (UPSE).

Hibbeler, R. 2012. *Análisis Estructural (8va Ed)*. México: Pearson

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), C. d. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sísmico* (Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m). Quito – Ecuador, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Zalamea (2015), *Optimización del tiempo de construcción de mampostería mediante el uso de macro-bloques de hormigón celular*. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Cuenca. Ecuador

Carrasco (2013), *Aditivo Hiperplastificante en absorción de humedad por capilaridad del hormigón*. Facultad de Ingeniería. Universidad Andrés Bello. Santiago de Chile.

ACI 530-11. *Building Code Requirements for Masonry Structures*. Masonry Standards Joint Committee (MSJC)

ASCE 6-11. *Specification for Masonry Structures*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Avilés, W., & R. Naranjo. (1995). *Hormigones de baja densidad con uso de Espumantes EPN*. Ecuador, Quito.

Guevara, W., & C. Morales. (1995). *Hormigones de baja densidad*. EPN, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Ecuador, Quito.

Arce P., C. Aldana, K. Mendoza, & W. Polanco, (2011). *El hormigón celular*. Chile. Viña del Mar. Universidad de las Américas. Facultad de Ciencias de la Ingeniería. Escuela de Construcción.

Mejía, L. (2010). Utilización del hormigón celular como base y subbase en la construcción de carreteras. Ecuador. Quito. Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

Moreno, M. (2011). Utilización del hormigón celular en la transformación de Sede Social a Jardín Infantil. Chile. Puntas Arenas. Rescatado de: http://www.umag.cl/biblioteca/tesis/moreno_nunez_2011.pdf

Xella. (2013). Hormigón Celular: eficiencia, sostenibilidad y ecología. España, rescatado de www.xella.es.

Netgrafía

- http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lmk/fonseca_g_a/capitulo3.pdf
- <http://nationalfoam.com/foam-concentrates/afff/aer-o-lite/>
- <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/507/1/familia-barcia-la-ultima-cabuyera-de-el-chorrillo>
- <http://repositorio.uisek.edu.ec/bitstream/123456789/3138/1/tesis%20de%20materiales%20compuesto%20final%20corregida%20%282018%20-%202008%20-%202021%29%20%281%29.pdf>

ANEXOS

Ensayos de laboratorio

Se detallará en este capítulo los diferentes ensayos realizados en el laboratorio, con el propósito de hallar una dosificación óptima del mortero celular y sus propiedades mecánicas para utilizarlas posteriormente en el diseño de elementos estructurales, estos son:

- Resistencia a la compresión simple ($f'c$)
- Módulo de rotura (fr)
- Peso específico (γ)

Pruebas de plastificación

Inicialmente se realizaron pruebas empíricas de plastificación, que son pequeños volúmenes de mortero con diferentes relaciones agua cemento y aditivo plastificante, efectuadas con el único objeto de evaluar visualmente la fluidez (clasificada como alta, mediana y baja) de las diferentes dosificaciones.

En la tabla se muestran los resultados de las pruebas realizadas:

Tabla I.I. Resultado de pruebas empíricas de plastificación

Proporción de Cemento	Proporción de Arena	a/c	Plastificante	Fluidez
1	1	0,55	-	Alta
1	1	0,45	-	Media
1	1	0,4	2%	Media

FUENTE: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Según lo observado, se seleccionó una relación a/c de 0,4 con 2% de aditivo plastificante como base para los ensayos a realizar.

Posteriormente se realizaron cuatro dosificaciones diferentes, variando parámetros estratégicos que permitan determinar una dosificación óptima de mortero celular, las especificaciones de los mencionados morteros se detallan en las tablas a continuación:

Tabla I.II. Dosificación 1

MORTERO CELULAR D1	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>
Cemento	14,92	kg
Arena	14,92	kg
Plastificante 2%	271,24	ml
Agua	5,97	ml
a/c ingresada	0,4	-
a/c final con espuma	0,51	-
Densidad teórica	0,85	gr/cm ³

FUENTE: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Tabla I.III. Dosificación 2

MORTERO CELULAR D2	<i>PARA CILINDROS</i>	
	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>
Cemento	21,51	kg
Arena	21,51	kg
Plastificante 2%	391	ml
Agua	8,6	L
a/c ingresada	0,4	-
a/c final con espuma	0,46	-
Densidad teórica	1,2	gr/cm ³

FUENTE: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Tabla I.IV. Dosificación 3

MORTERO CELULAR D3	PARA CILINDROS	
	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>
Cemento	23,43	kg
Arena	23,43	kg
Plastificante 2%	426	ml
Agua	9,37	L
a/c ingresada	0,4	-
a/c final con espuma	0,424	-
Densidad teórica	1,2	gr/cm ³

FUENTE: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Tabla I.V. Dosificación 4

MORTERO CELULAR D4	PARA CILINDROS	
	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>
Cemento	32,72	kg
Arena	32,72	kg
Plastificante 2%	0	ml
Agua	14,72	L
a/c ingresada	0,45	-
a/c final con espuma	0,48	-
Densidad teórica	1,5	T/m ³

FUENTE: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Tabla I.VI. Resultados de dosificaciones

MORTERO	DENSIDAD	F^ˆc (28 días) (MPA)
D1	1,03	1,31
D2	1,70	7,11
D3	1,80	6,99
D4	1,65	8,33

FUENTE: Cevallos, A. Gonzabay, M.

Presupuesto para la construcción de una losa alivianada con mortero celular.

PRESUPUESTO DE LOSA ALIVIANADA CON MORTERO CELULAR					
CÓDIGO	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
001	Nervio Prefabricado Mortero Celular	UD	24	60,43	1450,26
002	Nervios Hormigón Convencional fc=240kg/cm ²	UD	24	10,87	260,87
003	Losetas Prefabricadas M.C.	UD	112	27,53	3083,85
004	Armado de Losa	GLB	1	384,94	384,94
			Total		5179,91
			Área Total	56	m ²
			Costo	92,50	USD/m ²

RUBRO	Nervio Prefabricado Mortero Celular		UNIDAD	UD
EQUIPO			N°	001
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	REND./HORA	C.TOTAL
H.M. 5% M.O.				0,92
CONCRETERA	1	4	0,715	2,86
			TOTAL	3,78

MANO DE OBRA				
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORN/HORA	REND./HORA	C.TOTAL
PEON	6	3,60	0,715	15,44
Laboratorista	1	4,04	0,715	2,89
			SUMA	18,33

MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	C.TOTAL
CEMENTO	SACO	1,56	7,5	11,68
ARENA	M3	0,05	18	0,85
AGUA	M3	0,02	1	0,02
AGENTE ESPUMANTE	KG	0,73	9,47	6,91
VARILLA 3MM (estribo)	KG	0,96	1	0,96
VARILLA 8MM	KG	3,16	1	3,16
VARILLA 10MM	KG	2,47	1	2,47
ALAMBRE RECOCIDO	KG	0,20	1	0,20
ENCOFRADO METALICO	UD	1	2	2,00
			SUMA	28,25

Costo unitario directo	50,36
Costo indirecto (20%)	10,07
Costo total	60,43

RUBRO	Nervios Hormigón Convencional fc=240kg/cm2		UNIDAD	UD
EQUIPO			N°	002
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	REND./HORA	C.TOTAL
H.M. 5% M.O.				0,11
CONCRETERA	1	4	0,06	0,24
WINCHA	1	5	0,06	0,30
			TOTAL	0,65

MANO DE OBRA				
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORN/HORA	REND./HORA	C.TOTAL
PEON	8	3,6	0,06	1,73
ALBAÑIL	2	4	0,06	0,48
MAESTRO	1	5	0,01	0,03
			SUMA	2,24

MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	C.TOTAL
CEMENTO	SACO	0,48	8	3,84
ARENA	M3	0,036	18	0,648
PIEDRA	M3	0,054	22	1,188
AGUA	M3	0,012	1	0,012
ADITIVO	KG	0,24	2	0,48
			SUMA	6,168

Costo unitario directo	9,06
Costo indirecto (20%)	1,81
Costo total	10,87

RUBRO	Losetas Prefabricadas Mortero Celular		UNIDAD	U
EQUIPO			N°	003
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	REND./HORA	C.TOTAL
H.M. 5% M.O.				0,34
Concretera	1	4	0,31	1,25
			TOTAL	1,59

MANO DE OBRA				
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORN/HORA	REND./HORA	C.TOTAL
Peón	6	3,60	0,31	6,75
Laboratorista	1	4,04	0,03	0,13
			SUMA	6,88

MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	C.TOTAL
Cemento	SACO	1,00	8	7,99
Arena	M3	0,03	18	0,54
Agua	M3	0,02	1	0,02
Agente Espumante	KG	0,47	9,47	4,43
Encofrado Metálico	UD	1	2	2
			SUMA	14,48

Costo unitario directo	22,95
Costo indirecto (20%)	4,59
Costo total	27,53

RUBRO	Armado de Losa		UNIDAD	GLB
EQUIPO			N°	004
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	REND./HORA	C.TOTAL
H.M. 5% M.O.				12,95
			TOTAL	12,95

MANO DE OBRA				
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORN/HORA	REND./HORA	C.TOTAL
Peón	5	3,6	14	252,00
Maestro	1	5	1,4	7,00
			SUMA	259,00

MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	C.TOTAL
Caña (Puntal)	UD	12	3	36
			SUMA	36

Costo unitario directo	307,95
Costo indirecto (20%)	76,99
Costo total	384,94