

Revista Ciencia y Construcción

Facultad de Ingeniería Civil Universidad Tecnológica de La Habana "José A. Echeverría" CUJAE

57

**DISEÑO DE ELEMENTOS DE
HORMIGÓN ARMADO CON
BARRAS DE PRF PARA
SECCIONES
HIPORREFORZADAS**

**UNA SOLUCIÓN
CONFIABLE Y EFICAZ**

06

**REVISIÓN DE LAS
INVESTIGACIONES DEL
COLAPSO PROGRESIVO**

**PEQUEÑOS FALLOS QUE
OCASIONAN DESASTRES**

36

**FICHAS
TÉCNICAS PARA LA
RESTAURACIÓN DEL
PUENTE KM 2151 DEL RAMAL
DUBROCQ EN LA CIUDAD DE
MATANZAS**

INVESTIGAR PARA REPARAR

Consejo Editorial

Director/Editor Técnico

- Dra. Vivian Beatriz Elena Parnás, Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE), Cuba

Editor Ejecutivo

- Dra. Ingrid Fernández Lorenzo, Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE), Cuba

Editores Asociados

- Dr. Willian Cobelo Cristiá, Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE), Cuba
- Dra. Zenaida Paulette Frómeta Salas, Universidad de Oriente, Cuba
- Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de Camagüey, Cuba
- Dr. José Cataldo Ottieri, Universidad de la República, Udelar, Uruguay

Comité Científico

- Dra. Beatriz Camaño Schettini, Universidad Federal de Rio Grande del Sur (UFRGS), Brazil
- Dr. Carlos A. Recarey Morfa, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba, Cuba
- Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de Granada, Spain
- Dr. Gilberto Quevedo Sotolongo, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba
- Dr. Geert Lombaert, KU Leuven University, Belgium
- Dr. José Fernando Martirena Hernández, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba

Sumario

- 02 Consejo Editorial
- 03-04 Sumario
- 06-20 Revisión De Las Investigaciones Del Colapso Progresivo
- Ing. Gerardo Pérez Martínez
 - M. Sc. Alejandro Hernández Hernández
 - Dra. Patricia Martín Rodríguez
 - Dra. Vivian Elena Parnás
- 21-34 Empleo De Gaviones En La Construcción De Explanaciones
- Dr. Orlando Santos Pérez
 - Est. Dayana de la Caridad Fuentes Alpízar
 - Est. Cinthya Peña Mijenes
 - Est. Jorge Silvio Díaz Vázquez
 - Dr. Félix Michael Hernández López
- 36-45 Fichas Técnicas Para La Restauración Del Puente Km 2151 Del Ramal Dubrocq En La Ciudad De Matanzas
- Dr. Manuel Pedroso Martínez
 - Ing. Luís David Céspedes Domínguez
 - Est. Carlos Armando Martínez Ravelo
 - Est. Oscar Rodríguez Gámez
- 46-56 Variante Del Sistema Constructivo De Viguetas Y Plaquetas Con Elementos Integrados
- Prof. Asist. Juan Carlos Verdecia Somoano
 - Prof. Asist. Javier Alejandro García Miranda
 - Prof. Aux. Carlos Rodríguez García
 - Est. Adriana Fernández Castillo

Sumario

- 57-71 Diseño De Elementos De Hormigón Armado Con Barras De PRF Para Secciones Hiporreforzadas
- Est. Gabriel Martínez Licea
 - M.Sc. Isel del Carmen Díaz Pérez
 - Dr. Hugo Rafael Wainshtok Rivas
- 72-80 Joint Simulation With Shear Key And Wedge Effect For Lightweight Precast Slabs
- Sergio Marrero Osorio PhD.
 - Liyen Pérez Quiñones Eng.
- 81-93 Comparación De Coeficientes De Presión Para Cubiertas De Edificaciones Bajas Por Diversa Normas.
- Ing. Manuel Alejandro Amador Cabrera
- 94-105 Propuesta De Herramientas De La Confiabilidad Operacional Al Diagnóstico De Edificios
- Ing. Liyen Pérez Quiñones
 - Dra. Marietta Llanes Pérez

artículos

de
revisión

A

Revisión De Las Investigaciones Del Colapso Progresivo

Review Of Progressive Collapse Research

Autores:

Gerardo Pérez Martínez¹, Alejandro Hernández Hernández², Patricia Martín Rodríguez³, Vivian Elena Parnás⁴

¹ Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, E-mail: fcgperez@umcc.cu

² Ingeniero Civil, Máster en Ciencias, Universidad de Matanzas, Carretera Matanzas-Varadero, km 3 ½, Matanzas, Cuba, E-mail: alejandro.hdez@umcc.cu

³ Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, E-mail: patriciamr@civil.cujae.edu.cu

⁴ Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, E-mail: vivian@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Los estudios de colapso progresivo son de gran importancia para la revisión y el diseño estructural ya que permiten identificar los elementos críticos en el mecanismo de fallo de una estructura bajo una determinada carga externa. Tales tipos de fallas comienzan con un daño local cuya extensión aumenta, hasta el colapso de la estructura completa. Las torres de transmisión de celosía y los sistemas de líneas de transmisión asociados son una infraestructura importante en la sociedad moderna. En el período de 1996 al 2017 se reportaron fallas de 523 torres de transmisión eléctrica por eventos meteorológicos en Cuba, de ahí la importancia del estudio del mecanismo de colapso de estas tipologías estructurales frente a la acción del viento. En este trabajo se describen los métodos más reconocidos en la literatura para los estudios de fallo de colapso progresivo de estructuras, con especial énfasis en los estudios sobre las torres metálicas de celosía. Se identifica el método de la Ruta de Carga Alternativa (APL por sus siglas en inglés) como el más adecuado y el más empleado en estructuras de torres de celosía.

Palabras claves: colapso progresivo, estado del arte, mecanismo de fallo, torres metálicas de celosía.

ABSTRACT

Progressive collapse studies are of great importance for structural design and review as they allow the identification of critical elements in the failure mechanism of a structure under a given external load. Such types of failure start with a local damage which extension increases, up to the collapse of the whole structure. Lattice transmission towers and associated transmission line systems are an important infrastructure in modern society. In the period from 1996 to 2017, 523 electrical transmission towers failed by these meteorological events in Cuba, hence the importance of studying the collapse mechanism of these structural typologies against the action of the wind. In this paper, the most recognized methods in the literature for the studies of progressive collapse failure of structures are described, and special emphasis is placed on metal lattice towers. The Alternative Path Load (APL) method is identified as the most appropriate and used in lattice tower structures.

Keywords: collapse mechanism, progressive collapse, review, state of the art, towers.

Nota editorial: Recibido noviembre 2021; Aceptado diciembre 2021

1. Introducción

El colapso progresivo o mecanismo progresivo de falla, se refiere al fallo de un elemento aislado que luego produce el fallo de otros elementos componentes de la estructura, llevando así al fallo total de la misma. En cambio, un colapso puede no ser progresivo, si el primer elemento en fallar origina por sí mismo, el fallo parcial o total de la estructura (por ejemplo, el fallo de las columnas del primer nivel de una edificación). El colapso de las estructuras usualmente lleva consigo elevadas pérdidas económicas y sociales, incluidas en ocasiones pérdida de la vida de las personas [1-3], por lo que la mejor comprensión del comportamiento del mismo, permitirá prevenir el fenómeno y reducir su impacto en la vida de la sociedad.

Los estudios sobre el colapso progresivo de estructuras comenzaron a principios de la década de 1940 cuando Lord Baker analizó el comportamiento de los edificios dañados por bombas en Londres durante la Segunda Guerra Mundial [4]. Pero fue realmente, el colapso parcial en 1968 de la torre Ronan Point en Londres (Ver Figura 1), Inglaterra, causado por una explosión de gas, el que atrajo por primera vez a los científicos al fenómeno del colapso progresivo, por lo que puede considerarse como un problema nuevo desde el punto de vista de la ingeniería civil.



Figura 1: Colapso del edificio de apartamentos Point. (Tomado de [5])

El colapso progresivo de la torre Ronan Point en Londres fue iniciado por una explosión debido a una fuga de gas en el piso 18 que derribó las paredes de la esquina del apartamento, estos muros eran el único soporte para los muros superiores, por lo que se creó una reacción en cadena en la que el piso 19 colapsó, luego el piso 20 y así sucesivamente, propagándose hacia arriba. Los cuatro pisos superiores cayeron al nivel 18, lo que inició una segunda fase del colapso progresivo, haciendo que cedieran los pisos inferiores por la sobrecarga a la que ahora eran sometidos, progresando el colapso hasta el suelo [5, 6].

La investigación en esta área fue motivada aún más por una serie de varios colapsos de estructuras a nivel internacional, así como, por las mejoras en las herramientas de simulación computacional y en los ensayos a escala de estructuras reales [1].

En 1995, una explosión de bomba causó el colapso progresivo del Edificio Federal Alfred P. Murrah en la ciudad de Oklahoma. El atentado ocurrió el 19 de abril, llevándolo a un colapso parcial, de más de la mitad de la edificación. El colapso progresivo tuvo lugar producto del fallo de una columna por la explosión del camión bomba y el fallo de otras 3 columnas debido a la pérdida del soporte lateral provisto por las vigas y la losa de entrepiso, las que habían fallado al ser el mecanismo principal para redistribuir las cargas de las columnas debido a la ausencia de rutas de carga alternativas. Uno de los principales problemas del colapso progresivo fue el carácter discontinuo del refuerzo en las uniones de la columna y la viga de transferencia [7, 8].

Ese mismo año tuvo lugar uno de los eventos más desastrosos, el colapso de los grandes almacenes Sampoong en Corea del Sur, debido a la falla por punzonamiento de las placas, donde fallecieron alrededor de 500 personas. Un año después, un camión bomba dañó varios edificios de apartamentos de gran altura en la ciudad de Khobar, Arabia Saudita, matando a 20 personas e hiriendo a cientos más [9].

El 11 de septiembre de 2001 en los bajos de Manhattan ocurrió el colapso progresivo de las de las torres gemelas del World Trade Center (WTC), tras un ataque terrorista donde perdieron la vida casi 3.000 personas [1]. Las torres eran principalmente de acero, conformadas hasta cerca de un 95% de su constitución y su diseño estructural era denominado como tubo dentro de tubo. Existen tres teorías que explican el porqué del colapso progresivo de las torres gemelas del WTC en un período de tiempo tan corto y en la manera en que lo hicieron. Estas reúnen una serie de requisitos y parámetros que las hacen autónomas e independientes entre sí. Las teorías establecidas son: (1) colapso por incendio, (2) teoría de la conspiración y (3) explosiones de aluminio fundido. La teoría del colapso progresivo producto del incendio es la más aceptada y desarrollada hasta el momento, por lo cual se reconoce como la Teoría Oficial. Esta concluye que el motivo principal del desplome de ambas torres del WTC no fue el impacto de los aviones Boeing 767, sino el incendio consiguiente [10, 11].

Esta teoría es descrita mejor por medio de una serie de seis etapas que van desde el impacto de los aviones hasta el propio desplome de las torres. La primera etapa contempla el impacto de los aviones sobre las torres, que provocó daños sobre los elementos estructurales de la fachada, generándose una primera redistribución de las cargas que tiene lugar en la segunda etapa. Debido a las cargas de combustión que traían los aviones se produjo el incendio que afectó a los elementos estructurales tanto de acero como de hormigón en la tercera etapa. La cuarta etapa trajo consigo la pérdida de la capacidad resistente de varios elementos estructurales como columnas y losas de entrepiso durante el incendio producto de las altas temperaturas, comenzando un comportamiento de pandeo visco elástico en dichos elementos. Su posterior enfriamiento, al comenzar a ceder el incendio, supuso una retracción de cada uno de ellos, tratando de recuperar su estado inicial, con lo que las conexiones entre los entrepisos y las columnas comenzaron a fallar, como los elementos más débiles, detonando así el colapso de la estructura en la quinta etapa, al ceder los entrepisos. En la última etapa tiene lugar el colapso progresivo, debido a la caída repentina de las losas de entrepisos y las columnas que las sostenían, lo que no solo generó una fuerte expulsión de material y fuego, sino que sobrecargó a otros niveles que no habían sido inicialmente afectados arrastrando el peso de toda la carga superior tras ellos, produciéndose el colapso encadena de las dos torres en un tiempo de 11 segundos [10, 11].

El edificio Plasco, construido en 1962 en Irán, se derrumbó después de un estallido de fuego que duró tres horas y media que comenzó en el décimo piso, cabe destacar que en su diseño no se adoptaron medidas de seguridad contra incendios en el edificio. El colapso del edificio comenzó en la esquina sureste de la cubierta #11, como resultado de las altas temperatura y el posterior fallo de una de las vigas principales y la pérdida de la capacidad resistente de la armadura

principal, lo que generó el fallo de las conexiones y vigas localizadas en el sur y este del edificio, seguido por el fallo por pandeo de varias columnas. Con un cambio de geometría de la estructura, empezaron a fallar los elementos desde los lados oeste y norte hacia el centro, hasta el colapso total del edificio. Las investigaciones muestran las deficiencias estructurales, principalmente en el comportamiento de una parte de la cubierta y su interacción con los elementos adyacentes. El sistema de colapso progresivo del Plasco Building tiene una considerable similitud con el de las torres del WTC [12, 13].

Recientemente tuvo lugar el derrumbe parcial del complejo de condominios Champlain Towers South el 24 de junio de 2021, un edificio de más de 130 apartamentos ubicado en la localidad de Surfside en Florida, Estados Unidos, que dejó un saldo de 98 personas fallecidas, las causas detonantes de este evento aún están en estudio (Ver Figura 2). El colapso progresivo tuvo lugar en 3 etapas, iniciándose el derrumbe tras el fallo por punzonamiento en una zona de la losa de la planta baja que cayó sobre el estacionamiento, lo que generó que perdieran los soportes laterales las columnas del nivel del estacionamiento y la planta baja provocando su colapso, este proceso se propagó hacia los pisos superiores. El fallo de esta área arrastró consigo a la parte posterior del edificio que perdió soporte lateral y estuvo sometida a esfuerzos de flexocompresión al caer la primera parte del edificio. Por último, un bloque de apartamentos quedó desvinculado por completo de la estructura tras el derrumbe de la parte central del edificio, este, sin soportes laterales, y sometido a esfuerzos de flexocompresión y torsión, colapsó inmediatamente después del fallo de la parte central, quedando solo en pie un ala del complejo de condominios [14, 15].

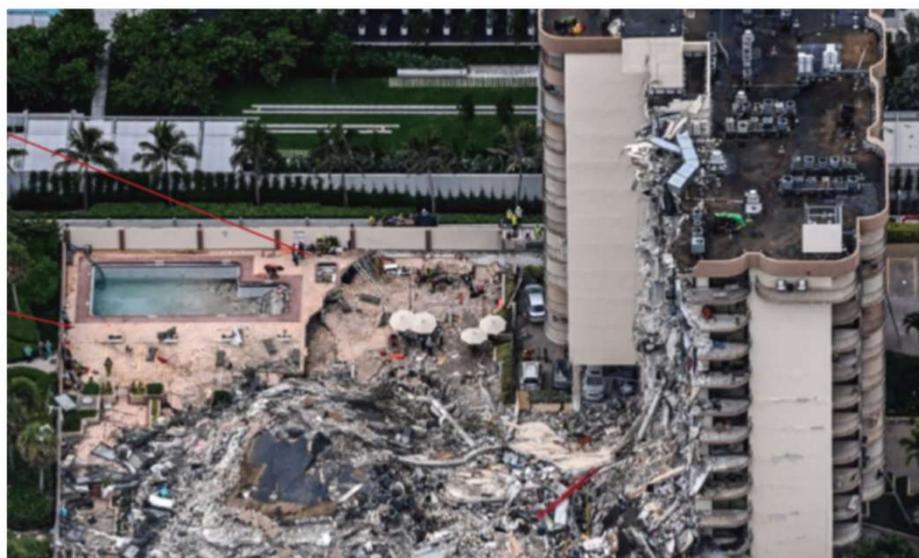


Figura 2: Colapso del edificio de apartamentos Champlain Towers South. (Tomado de [14])

En la Tabla 1 se resumen los principales desastres por colapso progresivo desde los años sesenta, estos datos fueron obtenidos de los artículos que se resumen en el epígrafe 4.

Tabla 1: Lista de las principales fallas estructurales por colapso progresivo desde 1968.
(Fuente: elaboración propia)

Incidente	Año	Lugar	Sistema estructural	No. de pisos	Evento desencadenante	Daño
Ronan Point	1968	Londres, Inglaterra	Paneles grandes. Prefabricado	22	Explosión de gas	Parcial
Skyline Plaza Towers	1973	Farfax, Estados Unidos.	Pórtico de hormigón armado	26	Desmontaje prematuro de apuntalamiento	Parcial
Hotel New World	1986	Little India, Singapur	Pórtico de hormigón armado	6	Fatiga estática	Total
L'Ambiance Plaza	1987	Bridgeport, Estados Unidos	Estructura de acero/Lift-slab	16	Fallo del sistema de elevación	Total
Alfred P. Murrah Federal Bldg	1995	Oklahoma City, Estados Unidos	Pórtico de hormigón armado con muro de cortante	9	Camión bomba	Total
Sampoong Dept Store	1995	Seúl, Corea del Sur	Pórtico de hormigón armado	5	Sobrecarga	Parcial
Khobar Towers	1996	Al Khobar, Arabia Saudita	Edificio de hormigón prefabricado	8	Explosión de bomba	Parcial
WTC Bldg 1	2001	New York, Estados Unidos	Estructura de acero	110	Impacto e incendio de aeronaves	Total
WTC Bldg 2	2001	New York, Estados Unidos	Estructura de acero	110	Impacto e incendio de aeronaves	Total
WTC Bldg 7	2001	New York, Estados Unidos	Estructura de acero	47	Impacto de escombros e incendio	Total
Windsor Tower	2005	Madrid, España	Estructura de acero con tímpano central de hormigón armado	32	Incendio	Parcial
Pyne Gould Corporation Bldg	2011	Christchurch, Nueva Zelanda	Pórtico de hormigón armado	5	Terremoto	Total
Rana Plaza	2013	Savar, Bangladesh	Pórtico de hormigón armado	8	Mal uso, sobrecarga	Parcial
Plasco Bldg	2017	Teherán, Iran	Estructura de acero	17	Incendio	Total
Champlain Towers South	2021	Florida, Estados Unidos	Pórtico de hormigón armado	12	En estudio	Parcial

El elevado interés en este campo, durante los últimos cuarenta años, para diferentes tipos de estructuras y de cargas, ha resultado en la presentación de varios enfoques para evaluar la ocurrencia del colapso progresivo en una estructura que han derivado en códigos y normativas de construcción. Muchas de estas son abordadas en el epígrafe 3.

Usualmente los análisis de colapso progresivo resultan complejos debido a que se deben realizar análisis dinámicos, análisis no lineales, incluidos en estos el comportamiento inelástico de los materiales [1, 2, 16]. La atención de la comunidad científica se centra en el estudio del colapso de las estructuras modernas más que en los colapsos históricos, debido a los limitados datos sobre el colapso de estructuras antes del siglo XX y al desarrollo vertiginoso de los materiales de construcción y sus

métodos de empleo, así como, a constantes cambios en los diseños estructurales de las edificaciones [17].

En Cuba se han realizado pocos estudios relacionados con el análisis del mecanismo de colapso progresivo. Por eso, en este artículo se presenta una revisión bibliográfica con el objetivo de reconocer los métodos aprobados y más empleados en este campo. En este trabajo se realiza especial énfasis en las investigaciones sobre torres de celosía metálicas debido a que la cifra de estas estructuras derribadas por la acción de ciclones en el país durante el período de 1996 al 2017 asciende a 523. Dado que nuestra isla es continuamente afectada por estos fenómenos meteorológicos, reviste gran importancia el estudio del colapso progresivo en este tipo de estructuras y su correcto diseño.

2. Definiciones generales sobre colapso progresivo

Se han desarrollado varias investigaciones que abordan la evaluación y mitigación de los efectos de cargas extremas sobre las estructuras, sin embargo, cuesta apreciar un consenso general sobre la terminología y procedimientos en las definiciones de este fenómeno entre artículos de investigación, libros, códigos de construcción y pautas de diseño.

El colapso progresivo ocurre cuando la falla de un componente estructural conduce a la falla y colapso de los miembros circundantes, pudiendo conducir al colapso de la estructura. Es un proceso dinámico complejo, no lineal, caracterizado por un comportamiento inelástico, grandes tensiones y deformaciones. El colapso global del sistema ocurrirá si el sistema dañado no puede alcanzar una nueva configuración de equilibrio estático [1, 18]. Por lo que está asociado con la propagación de la falla dentro de la estructura, pudiéndose identificar y describir cualitativamente. Adam [4] recoge algunas de las principales definiciones de colapso progresivo, de las que se puede concluir que: es un fenómeno en el que el colapso local, por la pérdida de capacidad de carga de un componente o una porción relativamente pequeña de la estructura debido a una carga anormal, es seguido por el colapso de los miembros contiguos, que a su vez es seguido por un colapso adicional y así sucesivamente, desencadenando una cascada de fallas que afectan a una parte importante de la estructura que no se había visto directamente afectados por la acción original; de modo que el colapso generalizado ocurre como resultado de un fallo local, produciéndose un daño total desproporcionado con respecto a la causa original.

La reducción del riesgo a través de la robustez estructural es la forma más empleada de prevenir estos colapsos. Según el campo de actuación, se pueden encontrar varias definiciones de robustez, Adam [4] definen que “la robustez estructural depende en gran medida de la redundancia, que es la capacidad de la estructura para distribuir las cargas después del daño en una sola pieza o en unos pocos miembros” y resalta que la robustez estructural no es un indicador de sobrediseño, sin embargo, le aporta a la estructura la capacidad de activar mecanismos de resistencia para soportar cargas normales.

En principio, cualquier carga pudiera detonar un fallo por colapso progresivo en una estructura, pero son un conjunto de cargas generadas por eventos extremos las que con mayor frecuencia lo generan. Estas cargas suelen estar relacionadas con eventos de “baja probabilidad/alta consecuencia” (LPHC por sus siglas en inglés), las que, como dice su nombre, tienen una probabilidad de ocurrencia significativamente menor que la de los eventos normales, pero provocan enormes pérdidas económicas y en ocasiones humanas [4]. Adam clasifica estos eventos LPHC en:

- (i) eventos naturales extremos (ciclones y huracanes, tormentas de viento, sismos, inundaciones repentinas, grandes deslizamientos de tierra);
- (ii) eventos extremos accidentales (explosiones, impactos e incendios);
- (iii) acciones maliciosas;
- (iv) errores humanos en el diseño, construcción, uso o mantenimiento de la estructura;
- (v) fenómenos de deterioro (corrosión del acero y de laminación del hormigón).

Los colapsos progresivos según Starossek [19] se pueden clasificar en seis tipos: colapso tipo panqueque, colapso tipo cremallera, colapso tipo dominó, colapso tipo sección, colapso tipo inestabilidad y colapso de tipo mixto. Basados en los mecanismos y características distintivas de cada uno de estos tipos de colapsos progresivos, se permite hacer un esquema de una clasificación jerárquica, combinándolos en clases. Tanto los colapsos de tipo cremallera como los de sección, se caracterizan por la redistribución de fuerzas previamente transmitidas por fallas en los elementos, regiones o partes transversales que soportan la carga en la estructura o sección transversal restante, estos dos tipos se incluyen en la clase de colapso de redistribución. El colapso tipo panqueque y el colapso tipo dominó, en comparación, tienen menos características en común, sin embargo, a pesar de todas sus diferencias, comparten una característica importante: una cantidad sustancial de energía potencial gravitacional se transforma en energía cinética durante la caída o el vuelco de los componentes y posteriormente se reintroduce de manera más o menos abrupta en la estructura, estos dos tipos de colapso se combinan en la clase de colapso de impacto. El colapso de tipo inestabilidad forma una clase propia, se caracteriza por la desestabilización de los elementos que soportan la carga en la compresión causada por la interrupción de los elementos estabilizadores, la transformación de la energía potencial gravitacional también juega un papel importante, pero de una manera diferente que para los tipos de colapso en la clase de impacto. Finalmente, el colapso de tipo mixto también constituye una clase separada, para la cual, sin embargo, es difícil identificar características comunes además del hecho de que las características de varios tipos de colapso interactúan y posiblemente se refuerzan entre sí para promover el colapso.

Según el tipo de estructura pueden variar las características y procesos que se originan en el colapso progresivo, entre ellas están: la acción dinámica y la concentración de fuerzas, el comportamiento frágil del material, la falta de capacidad de reserva, el comportamiento dúctil del material y la sobrecarga, la continuidad o discontinuidad de los elementos, la transferencia de carga en serie o en paralelo, la orientación espacial y la esbeltez, el tamaño y el espaciado, la irregularidad, y la estructuración.

Starossek [19] vincula estas funciones que promueven el colapso con los tipos 6 de colapsos identificados por él. Aborda cómo la acción dinámica y la concentración de fuerza es más perjudicial si el comportamiento del material del elemento que es propenso a fallar tras el fallo de un primer elemento es frágil, ya que la ductilidad del mismo permitiría absorber la energía cinética haciendo posible la redistribución de fuerzas y por consiguiente una reducción de la concentración de estas. Resalta que la acción dinámica solo es indispensable para la explicación de un colapso tipo panqueque; mientras que la concentración de fuerza en el elemento que va a fallar a continuación, inducida por la falla del elemento anterior, ocurre en todos los tipos de colapsos progresivos, excepto posiblemente en el tipo de colapso de inestabilidad.

Sin embargo, existen ocasiones en las que la sobrerresistencia y el comportamiento dúctil del material pudieran ser perjudiciales, como por ejemplo en un colapso de tipo dominó donde la acción de propagación se transmite mediante elementos mediadores en tensión (como en una Línea de Transmisión Eléctrica: LTE). En estos casos, estos elementos y sus conexiones deberían ser no dúctiles, para minimizar el tiempo de acción y el impulso de fuerza transmitido, así como se debe de evitar que sean sobrerresistentes, para que no transmitan fuerzas mayores que las que ocurren normalmente. Estos criterios también se aplican a un colapso mixto con predominio de características de tipo dominó.

Por último, relaciona la estructuración con los 2 tipos de colapso que se incluyen en la clase de impacto. Mientras que, para el colapso tipo cremallera, tipo sección y tipo inestabilidad, no parece ser una condición necesaria. La estructuración se define como el grado en que un sistema posee un patrón definido de organización de sus partes interdependientes [20].

3. Regulaciones y métodos de diseño frente a los fallos por colapso progresivo

Dada la dificultad de predecir la ocurrencia y magnitud de los eventos extremos, generalmente detonantes de un colapso progresivo en estructuras, no es práctico ni posible diseñar una estructura contra ellos a través de los métodos tradicionales para cargas convencionales. Es por ello que los estándares de diseño actuales han tenido que modificarse en nuevas pautas y recomendaciones para el análisis y diseño de las estructuras.

Según Byfield [21] y Adam [4] algunos códigos de diseño como los Eurocódigos, el ASCE (2002) [22], el GSA (2003 y 2013) [23, 24] y el DoD (2005 y 2009) [25, 26] en los Estados Unidos, el NBCC (1995) en Canadá [27] y los Reglamentos de Construcción del Reino Unido (BSI, 1997, 2000) [28, 29], han ido incorporando los resultados de las investigaciones realizadas en orden de tener en cuenta el mecanismo de colapso de las estructuras en su diseño, pero no es una práctica generalizada a nivel mundial [17, 21, 30]. Para el caso de la actualización y competencia, de los reglamentos establecidos en los Eurocódigos, se fundó en el 2015 Comité Técnico CENT/TC 250 “Eurocódigos Estructurales”.

La introducción de disposiciones en los códigos para la robustez estructural, proporcionando niveles mínimos que permiten a los edificios de varios pisos redistribuir y soportar cargas de gravedad después de la pérdida de la capacidad resistente de uno o más miembros, fue pionera en el Reino Unido después del colapso de la torre Ronan Point con la implementación de la Quinta Enmienda de las Regulaciones de Construcción [31]. El concepto de la eliminación de miembros en fallo, eliminando su aporte a la rigidez de la estructura, evolucionó con el tiempo en diferentes métodos que se encuentran en los códigos internacionales, siendo la anterior Quinta Enmienda el eje base de los mismos [4].

Las consideraciones explícitas sobre la solidez estructural no fueron introducidas en los códigos de diseño en otras partes del mundo hasta principios del XXI [4]. Por ejemplo, en China el primer código de diseño de prevención de colapso progresivo que muestra los métodos de diseño empleados internacionalmente es el Código para el diseño anticolidión de estructuras de edificios [32], publicado y aprobado en el 2014; en Australia, no fue hasta 2016 que el código actual [33], introdujo requisitos generales y breves basados en la eliminación de miembros teóricos y el diseño de elementos clave para todas las clases de edificios; mientras que en Italia, los conceptos de robustez estructural para evitar estos colapsos progresivos, se incluyeron en el CNR DT 218 [34] en 2018.

Existen varios métodos para evaluar la ocurrencia del colapso progresivo en una estructura, clasificados en métodos indirectos y métodos directos. Entre los códigos y pautas de diseños se reconocen tres métodos principales: Atado de Miembros (fuerzas de vinculación) (método indirecto), Ruta de Carga Alternativa (Alternative Path Load – término en inglés) (APL) (método directo) y método de diseño de Elementos Claves (resistencia local) (método directo). Según Adam [4], algunos autores [35, 36] reconocen un cuarto grupo recientemente, el de los métodos basados en el riesgo.



El método del Atado de Miembros es un método de diseño indirecto, y es el más fácil de implementar ya que no requiere de un análisis adicional de la estructura [21]. Es recomendado para estructuras con bajo riesgo de colapso progresivo [4]. Este método está dirigido a proporcionar niveles mínimos de amarre, continuidad y ductilidad, por medio de amarres horizontales y verticales, garantizando que la estructura del edificio pueda actuar en conjunto para evitar un colapso progresivo en un evento anormal. Algunas recomendaciones para conseguir efectividad en dichos amarres son: un correcto diseño en planta, sistemas integrados de traviesas, cambio de direcciones de luz de losas de piso, particiones interiores de carga, provisión de tirantes horizontales, atar continuamente desde los cimientos hasta el nivel del techo las columnas y muros de carga, acción de catenaria de la losa de piso, viga acción de los muros, detalle dúctil y edición de refuerzos para voladura y reversión de carga [21]. La mayoría de los códigos y directrices internacionales, lo toman en cuenta entre los métodos de diseño que consideran para prevenir el colapso progresivo (con excepción de la GSA 2013 (Estados Unidos) [24] y el NCC 2016 (Australia) [33]).

En el método de diseño Ruta de Carga Alternativa (APL) se define la pérdida de un componente estructural primario y se evalúa la capacidad de la estructura circundante para permanecer intacta, comprobando si las cargas reales que inician el colapso de un miembro estructural primario (clave) provocan el colapso progresivo de la estructura [2]. La evaluación alternativa de la ruta de carga se realiza mediante la eliminación de uno o varios elementos de la estructura, es decir, la introducción de un daño inicial y el análisis de la estructura restante para determinar si este se propaga. Una ventaja de este método es que es independiente de la carga inicial, por lo que la solución es válida para cualquier tipo de peligro que origine la pérdida de un miembro, sin embargo, se ignora el daño de los elementos adyacentes de las columnas removidas bajo condiciones de explosión y este problema puede conducir a una predicción incorrecta del colapso progresivo [37]. De acuerdo con la importancia de la estructura, se adoptan análisis estáticos lineales, análisis estático no lineal, análisis dinámicos lineales y análisis dinámicos no lineales para realizar la evaluación del potencial de colapso progresivo. El análisis

dinámico no lineal es el método más práctico, mientras que el análisis estático lineal es el más fácil de implementar [16]. Detalles sobre estos análisis se pueden encontrar en las referencias [2], [21] y [35]. Los procedimientos dinámicos no lineales conducen a resultados más precisos que los procedimientos estáticos, pero los procedimientos dinámicos no lineales son muy complicados y la evaluación o validación de los resultados puede llevar mucho tiempo. Por ello, algunas investigaciones internacionales han ido encaminadas a la determinación de procedimientos de análisis simplificado para el análisis de colapso progresivo de estructuras, así como la magnitud y variación de los factores de aumento de carga dinámicos y no lineales [38, 39]. El método APL es considerado en todos los códigos y directrices internacionales.

El método de diseño de los Elementos Claves se centra en evitar fallas locales de los elementos que pueden detonar el colapso progresivo de la estructura, es considerado otro de los métodos de diseño directo. Se requiere en primer lugar, de un análisis de la estructura para determinar los elementos claves, este es un paso de gran importancia para luego encaminar la atención hacia dichos elementos. Algunas de las normativas y pautas de diseño lo consideran un método de último recurso en caso que los métodos APL demuestren que la estructura es incapaz de redistribuir las cargas, mientras que en otros el diseño de elementos clave es parte del enfoque APL. Por su parte, el NCC 2016 [33] australiano centra la atención de este método en los componentes estructurales que sostienen más del 25% de la estructura total [4]. La GSA 2013 (Estados Unidos) [24] es el único de los códigos y directrices internacionales que no recoge este método para el análisis del colapso progresivo.

En resumen, los métodos de Amarre de Miembros y APL consideran la falla local y trabajan en la redistribución de esfuerzos, mientras que el método de los Elementos Claves se enfoca en prevenir dicha falla local atendiendo la robustez de los elementos críticos que pueden detonar el colapso de la estructura.

4. Estudios Internacionales sobre colapso progresivo

4.1 Estudios generales

Adam desarrolló un estudio bibliográfico del estado de las investigaciones sobre colapso progresivo en estructuras en la base de datos Scopus hasta el año 2017 [4]. Su estudio demostró que hasta el año 2002, la mayor parte de las investigaciones se realizaron en el Reino Unido y los Estados Unidos, motivados por los eventos de Ronan Point y del Edificio Federal Alfred Murrah. Sin embargo, después de los ataques al World Trade Center en 2001, la investigación en los Estados Unidos se intensificó, convirtiéndolo en el país con más publicaciones sobre el tema. En los años entre 2009 y 2017 la mayor parte de la iniciativa es tomada por Asia, siendo China el líder en estas investigaciones y el país que más recursos invierte en las mismas, mientras que también ha aumentado el interés de países como Corea del Sur, Singapur e Irán, no obstante Estados Unidos y el Reino Unido siguen entre los países más activos en este campo.

En el trabajo publicado por Adam y colegas [4] se analizan las publicaciones en relación con los materiales de construcción empleados; como resultado se obtuvo que las estructuras de hormigón fundidas in situ y las estructuras de acero son las más estudiadas y con similares registros, en tanto se encontraron muy pocos estudios sobre hormigón prefabricado y fue casi nulo el interés por las estructuras de madera o mampostería. Más recientemente se han encontrado nuevos estudios sobre colapso progresivo en estructuras prefabricadas, un ejemplo es la investigación de Feng and Gang Wu [40].

Entre los principales trabajos desarrollados sobre colapso progresivo se destacan los realizados basados en estudios de casos de colapsos progresivos ocurridos en edificaciones [12, 13, 40-51] y los basados en colapsos progresivos de torres reticuladas [40]. Las herramientas utilizadas para la evaluación de los estudios de colapso han sido tanto experimentales como numéricas.

Guo [41] describe un estudio experimental y análisis numérico realizado a una estructura de pórticos de hormigón armado a escala 1/3 empleando el método APL con análisis dinámico no lineal. El experimento mostró que el mecanismo de colapso progresivo del pórtico compuesto consta de 6 etapas: etapa elástica, etapa elasto-plástica, etapa de arco, etapa plástica, etapa transitoria y etapa catenaria escenario, donde la acción de la catenaria aumentó significativamente la resistencia al colapso progresivo de la estructura. Song [42] estudió un edificio con estructura de acero quitando físicamente cuatro columnas del primer piso de uno de los perímetros (APL) para simular la pérdida repentina de columnas y evaluar el mecanismo de falla de la estructura, en su estudio se desarrollaron y analizaron modelos bidimensionales y tridimensionales del edificio para simular la respuesta de colapso progresivo en SAP2000 con un enfoque estático lineal. Los resultados mostraron que la estructura porticada forma un mecanismo de resistencia y una nueva trayectoria alterna de cargas desequilibradas que le permiten prevenir la ocurrencia de colapso progresivo después de la falla de la columna conectada a las juntas. El Kamari [43] explica el colapso de la estructura de una parte de la Terminal 2E del Aeropuerto Roissy Charles de Gaulle en Francia en el 2004 mediante un modelo de grano fino utilizando el software Ansys y el método APL con análisis estático lineal. Wang [44] estudia el colapso progresivo de columnas tubulares de acero rellenas de hormigón a conexiones de vigas de acero empleando modelos de elementos finitos en el software ABAQUS y el método APL con análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal. Al-Salloum [45] analiza el colapso progresivo contra explosiones de un edificio de 28m de altura conformado por pórticos de hormigón armado en Riad, Arabia Saudita. Para su estudio utilizó el software LSDYNA empleando el método de resistencia local con un análisis dinámico no lineal.

Yarlagadda [12] modela en SAP2000 el colapso progresivo de la torre de acero Plasco en Irán del 2017 (Ver Figura 3) empleando el método APL con análisis estático lineal, el cual se derrumbó después de un intenso estallido de fuego. Este análisis en particular no es concluyente, por lo que recomiendan más estudios significativos, pero fue de los primeros en analizar el incidente. Shakib [13] presenta una evaluación estructural integral del colapso progresivo de esta misma estructura, el escenario de colapsos es simulado mediante el modelado de elementos finitos y el análisis numérico en el software SAP2000, empleando el método APL con enfoque dinámico no lineal. La vulnerabilidad del edificio se debió principalmente a la falta de continuidad, ductilidad y redundancia adecuadas para resistir la propagación del daño, con presencia de fallas en torres consecutivas, pandeo de las columnas y cambio significativo en la forma geométrica de la estructura, mientras que el eslabón más débil resultó ser las conexiones de la viga a la columna.

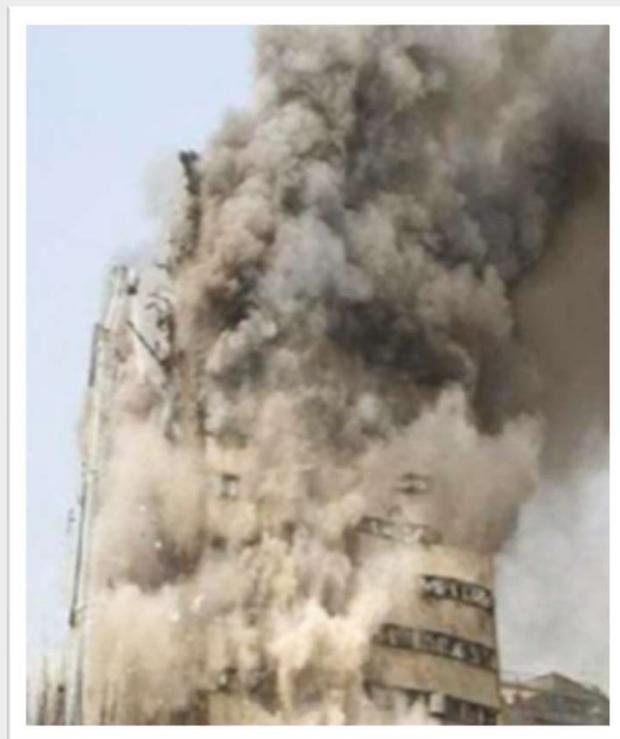


Figura 3: Colapso del edificio de apartamentos Plasco en Irán. (Tomado de [13])

Rahnavard [46] investiga el comportamiento de ocho tipos de edificios de estructura compuesta de acero de gran altura expuestos a dos sistemas de resistencia lateral, dos escenarios de remoción de columnas y dos tipos de planos, aplicando el método APL en un modelado de elementos finitos 3-D en el software estructural Etabs con análisis dinámico no lineal. Jiang y Li [47] investigan la resistencia al colapso de los marcos de acero arriostrados expuestos al fuego, empleando como estructura prototipo un edificio de estructura de acero de 8 pisos modelado en el software de elementos finitos LS-DYNA y empleando el método APL con análisis dinámico no lineal. En el artículo se estudia la influencia del tipo, número y ubicación de los sistemas de arriostramiento en el colapso global. Feng [40] realiza el estudio del comportamiento de colapso progresivo de estructuras prefabricadas de hormigón armado simulando las estructuras en el software OpenSEES aplicando el método APL, para el análisis emplean dos soluciones no lineales mejoradas, el algoritmo cuasi-Newton consistente y el algoritmo $KR-\alpha$ explícito, respectivamente para el análisis estático y dinámico. Farahmand-Tabar [48] investiga el colapso progresivo de un puente colgante bajo la carga explosiva. Se estudiaron las fuerzas y momentos de la superestructura, las respuestas y la estabilidad de la estructura bajo las cargas aplicadas. En esta investigación se desarrolla un análisis dinámico no lineal aplicando el método APL con modelación en el software CSIBridge. Elsanadedy [49] evalúa el potencial de colapso progresivo de pórticos de hormigón armado resistentes a momentos especiales en escenarios de pérdida de columnas (APL) a través de un análisis estático no lineal, para el estudio se utilizó el software de elementos finitos LSDYNA. Weng [50] estudia la capacidad de redistribución de carga de estructuras de losas planas de hormigón armado sometidas a un escenario de pérdida de columna central, por el método APL con análisis estático lineal, construyendo modelos de elementos finitos de alta fidelidad en el software comercial LSDYNA. Los modelos numéricos fueron validados por resultados experimentales. Zhang [51] también estudia analíticamente el fenómeno de la pérdida de una columna central y la resistencia al colapso, pero en este caso lo hacen para pórticos de acero desnudos y arriostrados mediante la implementación del método APL con un análisis estático no lineal. Toman como parámetro las relaciones resistencia-desplazamiento y verifican, con análisis numéricos, la precisión del método analítico empleado.

4.2. Estudios en torres metálicas de celosía

En años recientes ha sido marcado el interés en el estudio de torres reticuladas metálicas, que componen líneas de transmisión eléctrica o soportan antenas de telecomunicaciones. Debido a la complejidad y el alto costo de realizar estos análisis de forma experimental, es común la modelación numérica de estos problemas. Lo más frecuente es el empleo de algún software profesional [16, 52-62], como el ABAQUS o el SAP2000; aunque en algunos casos los autores prefieren utilizar sus propios códigos [63-65]. En todos estos estudios, es similar el uso del método de elementos finitos en los análisis realizados.



Figura 4: Colapso de una torre de transmisión eléctrica de 220 kV en China. (Tomado de [60])

Uno de los eventos más estudiados contra colapso progresivo en este tipo de estructuras son los distintos escenarios de cargas de viento. El Damatty [66] presenta un resumen detallado de la revisión de la literatura y el conocimiento más avanzado sobre la respuesta de los sistemas líneas de transmisión bajo eventos de viento extremo (HIW, por sus siglas en inglés).

A continuación, se muestran algunos ejemplos de investigaciones dedicadas a conocer el comportamiento de las torres metálicas frente a eventos HIW. Hangan [64] identifica los miembros críticos y mecanismos de falla de líneas de transmisión por medio de la formulación de un modelo de dinámica de fluidos computacional de campos de viento descendente (downburst) y tornado validado por experimentos de laboratorio a pequeña escala y un modelo teórico/analítico, y con la derivación de un modelo de carga para vientos descendentes y aplicación de este modelo a modelos de elementos finitos completamente no lineales de un sistema de línea/torre arriostrada MH Tipo A. En Zhang [58] establecieron los modelos de elementos finitos para una sola torre y un sistema de línea de torre de transmisión para simular el colapso progresivo inducido por el viento mediante la técnica del APL con análisis dinámico no lineal y empleando como criterio de falla la relación demanda capacidad y la deformación máxima. Mahmoud [59] estudia la respuesta estructural de dos tipologías de torres de transmisión eléctrica por medio de modelos numéricos en SAP2000 y empleando el método APL con un análisis dinámico no lineal. Asgarian y colegas [62] evalúan la vulnerabilidad al colapso progresivo de una torre de celosía en una línea de transmisión de energía de 400 kV empleando el método APL con análisis dinámico no lineal. Gao y Wang [16] emplean el método APL con un análisis dinámico no lineal para determinar el mecanismo de falla a partir de curvas de fragilidad de torres de telecomunicación, que soportan antenas, representadas por un modelo numérico en ABAQUS (FEM). Dadi [53] realiza el análisis del colapso progresivo empleando modelos numéricos computacionales para evaluar la eficiencia de las tipologías K, X y K-X de la composición de torres eléctricas empleando el método APL con un análisis estático lineal. Fu [55] utiliza modelos numéricos en ANSYS (FEM) para estudiar el mecanismo de falla de torres de transmisión eléctrica por medio del método APL con análisis estático no lineal. Wang [60] analiza, con el método APL, las fallas de múltiples escalas de torres de transmisión bajo carga de ráfaga descendente (downburst) empleando modelos numéricos basados en el método de los elementos finitos con análisis dinámico no lineal. Tian [65] simula el colapso de una torre de comunicación contra diferentes ángulos de incidencia del viento con base en el método dinámico explícito de análisis dinámico incremental (IDA) y utilizando el modelo de material Tian-Ma-Qu que toma en cuenta las propiedades no lineales del mismo, obteniendo la posición de los elementos críticos y el mecanismo de colapso de la torre empleando el método APL.

Otro evento que llama la atención a los investigadores son los sismos. Tian [56], Wang [57] y Tian [67] analizan el mecanismo de colapso progresivo de torres de transmisión eléctrica sometidas a estas cargas. En las tres investigaciones se analizan el mecanismo de fallo por el método APL con análisis dinámico no lineal, en las direcciones longitudinal y transversal de la línea, utilizando modelos numéricos en ABAQUS. Zheng y Fan [61] desarrollan un modelo no lineal de fuerza-desplazamiento para un elemento de barra basado en un modelo de teoría física utilizando el software de análisis de elementos finitos ANSYS, con el fin de analizar el colapso progresivo de estructuras de celosías espaciales contra cargas sísmicas empleando el método APL con análisis dinámico no lineal.

Un caso diferente es el de Fu [54], quien realiza un estudio donde se compara el mecanismo de falla de una tipología de torre que fue dañada por una descarga eléctrica y la misma torre sin este estado de daño inicial, pero incluyendo diferentes escenarios de carga al tomar en cuenta diferentes ángulos de incidencia del viento. Los modelos numéricos elaborados son analizados usando el método APL con un análisis dinámico no lineal. Como se puede apreciar, el método más empleado para determinar el mecanismo de falla en los estudios de torres de transmisión eléctrica es el método APL [52, 53, 55, 56, 58]. Este es aplicado en diferentes variantes, siempre con la idea general de eliminar el aporte a la rigidez general de la estructura del elemento en falla. Para ello se destacan tres vías principales: eliminar físicamente el elemento; eliminar físicamente el elemento y colocar en los nudos que lo unían con otros elementos las fuerzas interiores a las que estaba sometido; o modificar las propiedades inerciales del elemento igualándolas a cero.

En los estudios que analizan torres reticuladas metálicas de transmisión eléctrica se muestran en su mayoría estructuras autosoportadas [16, 53, 59, 62, 65], y en algunos casos torres atirantadas [63]. Estos estudios se dividen en dos grupos: los que analizan las torres de manera aislada [53-55, 59, 65], aunque siempre considerando los efectos de los cables sobre la estructura [63] ya que las propiedades dinámicas de los cables influyen significativamente en las frecuencias naturales y las relaciones de amortiguación de las torres [68], y los que analizan un tramo completo de una línea de transmisión [58, 67]. Lo más frecuente en las investigaciones consultadas es el análisis de la torre de manera aislada a la línea de la que forma parte.

En los estudios consultados es más frecuente considerar el comportamiento no lineal del material [16, 52-54, 56, 57, 59, 65], son menos los autores que utilizan el comportamiento lineal [55, 67] debido a que los resultados son más conservadores. Las cargas son tenidas en cuenta en estos estudios tanto por su componente estática [52, 53, 59] como por su componente dinámica [16, 54, 60, 67].

4. Conclusiones

El colapso progresivo es un fenómeno de estudio reciente, con marcado auge en los últimos años tras los ataques del 11 de septiembre de 2001 al World Trade Center. Los resultados de las investigaciones se han incorporado a las regulaciones y códigos de diseño internacional en orden de tener en cuenta el mecanismo de fallo de las estructuras en su diseño, pero sin alcanzar aún un consenso en los criterios ni una práctica generalizada a nivel mundial.

Los estudios del mecanismo de colapso progresivo de estructuras se ha vuelto una excelente herramienta para realizar mejoras en los diseños. El uso de modelos numéricos para el estudio de estructuras es la herramienta más empleada debido a su alta fiabilidad y el obstáculo que muchas veces presenta realizar estudios a escala real o en laboratorios.

Entre los principales enfoques se identifican en la bibliografía el método indirecto de atado de miembros y los métodos directos, como el método Alternative Path Load (APL) y el método de diseño de elementos claves. El método más empleado en estudios de torres reticuladas es el APL.

En las bibliografías estudiadas, lo más común es el análisis de torres metálicas de transmisión eléctrica de manera aislada a la línea de la que forman parte considerando el comportamiento no lineal del material, mientras que las cargas son consideradas tanto de forma estática como dinámica.

Se recomienda ampliar este estudio e incluir los análisis y métodos de diseños contra colapso progresivo en las investigaciones y prácticas de construcción de estructuras en Cuba.

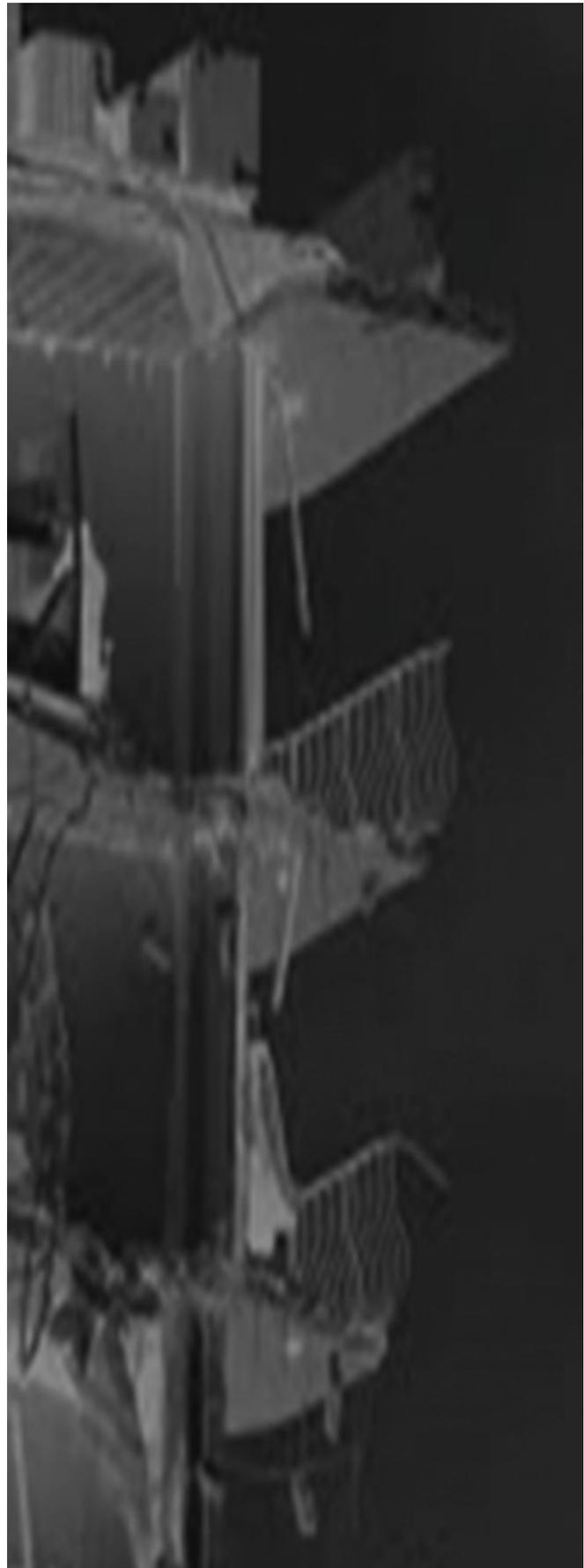


- [1] S. El-Tawil and H. Li, "Progressive collapse research current state and future needs," *Advanced Materials Research*, vol. 639-640, p. 10, 2013.
- [2] S. Marjanishvili, "Progressive analysis procedure for progressive collapse," *Journal of Performance of constructed facilities*, vol. 79, 2004.
- [3] R. G. Kumawat and G. P. Deshmukh, "Review on progressive collapse analysis of a regular structure," (in English), *International Journal of Progressive Research in Science and Engineering*, vol. 2, p. 4, June, 2021 2021.
- [4] F. P. Jose M. Adam, Juan Sagaset, Xinzhen Lu, "Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century.," (in English), *Engineering Structures*, vol. 173, p. 28, 2018.
- [5] N. D. Cynthia Pearson, "Lessons from the progressive collapse of the Ronan Point Apartment Tower," *Forensic Engineering* 2003.
- [6] N. D. Cynthia Pearson, "Ronan Point Apartment Tower collapse and its effect on Building Codes," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2005.
- [7] W. G. C. Mete A. Sozen; Charles H. Thornton, Paul F. Mlakar Sr., "The Oklahoma City bombing: structure and mechanisms of the Murrah Building," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 1998.
- [8] J.-W. Jung and J.-W. Hong, "Blast Response Simulation of the Alfred Murrah Building Reinforced by Use of HPFRCC," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 15, no. 1, p. 4, 2021/02/02 2021.
- [9] G. a. Y. S. Silpa, I., "A review on progressive collapse of reinforced concrete flat slab structures," (in English), *Civil Engineering Infrastructures Journal* p. 14, 2021.
- [10] "NIST (National Institute of Standards and Technology). "Final Report on the Collapse of the World Trade Center Towers". S.Shyam Sunder, Informe de investigación. U. S. Government printing office. Washington, septiembre 2005. 298 páginas."
- [11] "Quintiere, J.G.; Marzo, M.Di; Becker, R. "A Suggested cause of the fire-induced collapse of the World Trade Towers". Fire Safety Journal. 3 junio 2002. Volumen 37, publicación 6 , páginas 707-716."
- [12] H. H. Tejeswar Yarlagadda, Liming Jiang, Mark Green, and Asif Usmani, "Preliminary modelling of Plasco Tower collapse," *International Journal of High-Rise Buildings*, 2018.
- [13] M. Z. Hamzeh Shakib, Vahid Jahangiri, Reza Zamanian, "Evaluation of Plasco Building fire-induced progressive collapse," *Structures*, 2020.
- [14] H. G. Xinzhen LU, Hailin SUN, Yi LI, Zhe ZHENG, Yifan FEI, et al., "A preliminary analysis and discussion of the condominium building collapse in surfside, Florida, US, June 24, 2021," *Front. Struct. Civ. Eng.*, 2021.
- [15] X. Kong, "Investigation of the condominium building collapse in Surfside, Florida: A video feature tracking approach," 2021.
- [16] S. Gao and S. Wang, "Progressive collapse analysis of latticed telecommunication towers under wind loads," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2018, p. 13, 2018.
- [17] V. D. B. Foad Kiakojouria, Bernardino Chiaib, Mohammad Reza Sheidaii, "Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects," (in English), *Engineering Structures*, vol. 206, p. 21, 2020.
- [18] P. K. a. T. R. Samrat Lavendra, "Progressive Collapse Behaviour Assessment of Steel Frame Structures – A Review," presented at the International Conference on Contemporary and Sustainable Infrastructure, 2021.
- [19] U. Starossek, "Typology of progressive collapse," *Engineering Structures*, vol. 29, p. 8, 2007.
- [20] B. J. Boehm BW, Kaspar H, Lipow M, Macleod GJ, Merritt MJ, "Characteristics of software quality," *New York, NY: North-Holland Publishing Company*, 1978.
- [21] M. Byfield, W. Mudalige, C. Morison, and E. Stoddart, "A review of progressive collapse research and regulations," *Structures and Buildings*, vol. 167, no. SB8, 2014.
- [22] ASCE, "ASCE (American Society of Civil Engineers) (2002) Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE, Reston, VA, USA. ," 2002.
- [23] W. GSA (General Service Administration) (2003) Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. GSA, DC, USA. .
- [24] W. GSA (General Service Administration) (2013) Alternate Path Analysis & Design Guidelines For Progressive Collapse Resistance. GSA, DC, USA. .
- [25] US DoD (2005) UFC 4-023-03: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. A Review and Update on Department of Defense Progressive Collapse Guidance. US Department of Defense.
- [26] W. US DoD (2009) UFC 4-023-03: Design of buildings to resist progressive collapse. US Department of Defense, DC, USA. .
- [27] O. NBCC (1995) National Building Code of Canada. NBCC, Ontario, Canada. .
- [28] L. BSI (1997) BS 8110: Part 1: Structural use of concrete. BSI, UK. .
- [29] L. BSI (2000) BS 5950: Part 1: Structural use of steelwork in building. BSI, UK. .
- [30] B. Abdelwahed, "A review on building progressive collapse, survey and discussion,"

- [31] *Minister of Housing and Local Government. The Building (Fifth Amendment) Regulations 1970. Statutory Instruments of the UK, S.I. 26 1970, No. 109; 1970.*
- [32] *China Association for Engineering Construction Standardization (CECS). Code for anti-collapse design of building structures, CECS 392: 2014. Beijing (China); 2014. .*
- [33] *Australian Building Codes Board (ABCB). National construction code (NCC). Council of Australian Governments; 2016.*
- [34] *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fibre Reinforced Inorganic Matrix Systems for Strengthening Existing Structures, 2018.*
- [35] Arup, "Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse," *Department for Communities and Local Government, 2011.*
- [36] "European Cooperation in the field of Scientific and Technical Research (COST). In: Robustness of structures – proceedings of the 1st workshop, COST Action TU0601. Switzerland: ETH Zurich," 2008.
- [37] M. Bagheripourasil and Y. Mohammadi, "Comparison between Alternative Load Path Method and a Direct Applying Blast Loading Method in Assessment of the Progressive Collapse," *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 2015.
- [38] A. McKay, K. Marchand, and M. Diaz, "Alternate Path Method in progressive collapse analysis. Variation of dynamic and nonlinear load increase factors," *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, vol. 17, 2012.
- [39] A. Naji and F. Irani, "Progressive collapse analysis of steel frames, Simplified procedure and explicit expression for dynamic increase factor," *International Journal of Steel Structures*, vol. 12, no. 4, p. 13, 2012.
- [40] Z. W. De-Cheng Feng, Gang Wu, "Progressive collapse performance analysis of precast reinforced concrete structures," *Struct Design Tall Spec Build*, 2019.
- [41] L. Guo, S. Gao, F. Fu, and Y. Wang, "Experimental study and numerical analysis of progressive collapse resistance of composite frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 89, 2013.
- [42] B. Song, K. Giriunas, and H. Sezen, "Progressive collapse testing and analysis of steel frame building," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 94, 2014.
- [43] Y. El-Kamari, W. Raphael, and A. Chateaufneuf, "Reliability study and simulation of the progressive collapse of Roissy Charles de Gaulle Airport," *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, vol. 3, 2015.
- [44] W. Wang, H. Li, and J. Wang, "Progressive collapse analysis of concrete filled steel tubular column to steel beam connections using multi scaled model," *Structures*, p. 11, 2016.
- [45] H. A. Y.A. Al-Salloum, T.H. Almusallam, T. Ngo, P. Mendis, "Progressive collapse analysis of a typical RC high-rise tower," *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, 2017.
- [46] F. F. Z. F. Rohola Rahnavard, Ali Hosseini, Mohamed Suleiman, "Nonlinear analysis on progressive collapse of tall steel composite buildings," *Case Studies in Construction Materials*, 2018.
- [47] J. J. a. G.-Q. Li, "Mitigation of fire-induced progressive collapse of steel framed structures using bracing systems," *Advanced Steel Construction*, vol. 15, 2019.
- [48] M. B. Salar Farahmand-Tabar, Majid Vahabzadeh, "Investigation of the progressive collapse in a suspension bridge under the explosive load," *International Journal of Steel Structures*, 2019.
- [49] Y. A. A.-S. Hussein M. Elsanadedy, Tarek H. Almusallam, Tuan Ngo, Husain Abbas, "Assessment of progressive collapse potential of special moment resisting RC frames- Experimental and FE study," *Engineering Failure Analysis*, 2019.
- [50] K. Q. Yun-Hao Weng, Feng Fu, Qin Fang, "Numerical investigation on load redistribution capacity of flat slab substructures to resist progressive collapse," *Journal of Building Engineering*, 2019.
- [51] G.-Q. L. Wen-Jin Zhang, Jing-Zhou Zhang, "Progressive collapse mechanism of steel framed-structures subjected to a middle-column loss," *Advanced Steel Construction*, vol. 17, 2021.
- [52] J.-H. Choi, H.-S. Park, and T.-H. Lee, "Evaluation of progressive collapse of transmission tower," *International Journal of Science, Engineering and Technology*, vol. 10, no. 9, 2016.
- [53] R. Dadi, "Progressive collapse study of 220kv transmission line tower with different bracing patterns " *International Journal of Scientific & Engineering Research*, vol. 9, no. 10, 2018.
- [54] X. Fu, H.-N. Li, and J. Li, "Wind-resistance and failure analyses of a lightning-damaged transmission tower," *Performance of Constructed Facilities*, vol. 32, no. 1, 2018.
- [55] X. Fu, J. Wang, and H.-N. Li, "Failure analysis of a transmission tower induced by wind loads," presented at the The 2018 Structures Congress, Songdo Convensia, Incheon, Korea, 2018.
- [56] L. Tian, R. Ma, W. Wang, and L. Wang, "Progressive collapse analysis of power transmission tower under earthquake excitation," *The Open Civil Engineering Journal*, vol. 7, p. 5, 2013.

- [57] W. M. Wang, H. N. Li, and L. Tian, "Progressive collapse analysis of transmission tower-line system under earthquake," *Advanced Steel Construction* vol. 9, no. 2, p. 11, 2013.
- [58] Z. Zhang, H. Li, G. Li, W. Wang, and L. Tian, "The Numerical Analysis of transmission Tower-Line System Wind-Induced Collapsed Performance," *Matematical problems in Engineering*, vol. 2013, p. 11, 2013.
- [59] G.H.Mahmoud, B.S.Tork, and S.A.EL-Beshlawy, "Structural capacity and failure mechanisms of transmission towers under high intensity wind loading," *Journal of Mechanical and Civil Engineering*, vol. 13, no. 5, p. 8, 2016.
- [60] F. Wang, Y. Xu, and W. Qu, "Multi-scale failure analysis of transmission towers under downburst loading," *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 18, no. 2, p. 26, 2018.
- [61] J. F. Hua-Dong Zheng, "Analysis of the progressive collapse of space truss structures during earthquakes based on a physical theory hysteretic model," *Thin-Walled Structures*, 2018.
- [62] B. Asgarian, S. Dadras, A. Zaghi, and M. Mehr, "Progressive collapse analysis of power transmission towers," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 123, p. 10, 2016.
- [63] A. Hamada and A. E. Damatty, "Failure analysis of guyed transmission lines during F2 tornado event," *Engineering Structures*, vol. 85, p. 14, 2015.
- [64] H. Hangan, E. Savory, A. E. Damatty, J. Galsworthy, and C. Miller, "Modeling and prediction of failure of transmission lines due to high intensity winds " presented at the Structures Congress, Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul, 2013.
- [65] L. T. X. Z. X. Fu, "Collapse simulations of communication tower subjected to wind loads using dynamic explicit method," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, p. 12, 2020.
- [66] A. E. Damatty, A. Elawady, A. Hamada, and W. E. Lin, "State-of-the-Art knowledge about behaviour of transmission line structures under downbursts and tornadoes," presented at the The 2014 World Congress on Advances in Civil Engineering, Environmental, and Materials Research, Busan, Korea, 2014.
- [67] L. Tian, P.-s. Ma, H. n. Li, and Y. Wang, "Progressive collapse of power transmission tower line system under extremely strong earthquake excitations," *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 16, p. 21, 2016.
- [68] O. Y. Lu C, Xing Ma, Mills JE, "Structural analysis of lattice steel transmission towers: a review," (in English), *Journal of Steel Structures*

& *Construction*, p. 11, 2016.



Empleo De Gaviones En La Construcción De Explanaciones

Employing Gabions On Earthworks Construction

Autores:

Orlando Santos Pérez¹, Yasniel Sánchez Suárez², Dayana de la Caridad Fuentes Alpízar³, Cinthya Peña Mijenes⁴, Jorge Silvio Díaz Vázquez⁵, Félix Michael Hernández López⁶

¹ Ingeniero Civil, Máster en Administración de Empresas, Máster en Ciencias de la Educación Superior, Doctor en Ciencias Técnicas; Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería de Matanzas (EMPAI); Calle San Vicente final, Pueblo Nuevo, Matanzas; orlando-santos@empai.cu.

² Ingeniero Industrial, Universidad de Matanzas, Carretera Vía Blanca Km 31/2, Matanzas; yasnielsanchez9707@gmail.com

³ Estudiante de Ingeniería Civil; Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE); Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana; dayanafu@civil.cujae.edu.cu

⁴ Estudiante de Ingeniería Civil; Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE); Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana; [cynthype@civil.cujae.edu.cu](mailto:cinthype@civil.cujae.edu.cu)

⁵ Estudiante de Ingeniería Civil; Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE); Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana; jorgesidiavaz@civil.cujae.edu.cu

⁶ Ingeniero Civil, Máster en Ingeniería Civil, Doctor en Ciencias Técnicas; Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE); Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana; michaelhl@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

El control de los deslizamientos y la erosión en explanaciones, constituye un reto para los ingenieros viales a nivel internacional, y es de las soluciones de mayor empleo que resaltan en la literatura especializada la utilización de gaviones. Este sistema se basa en la disposición de mallas metálicas que contienen rocas de tamaño medio, de forma tal que aminoren los efectos del empuje lateral en explanaciones, a la vez que favorezcan el drenaje de la estructura de pavimento. El presente artículo tiene como objetivo analizar el estado del arte y la práctica en el empleo de gaviones en la construcción de explanaciones. Para ello se realiza una revisión exhaustiva de la bibliografía especializada en el tema, proveniente de bases de datos de alto impacto e investigaciones académicas a varios niveles. Entre sus principales resultados el artículo presenta la conceptualización de los gaviones por varios autores, su clasificación, la justificación de su empleo y las ventajas que proporciona su uso para la infraestructura vial.

Palabras claves: deslizamientos, erosión, explanaciones, gaviones.

ABSTRACT

Landslides and erosion control is one of the most challenging tasks that road engineers have to face day in and day out in every country of the world. One solution that stands out in the specialized literature on the subject is the use of gabions, which by definition are baskets usually of prismatic shape fabricated from a hexagonal mesh of heavily galvanized steel wire. The baskets are filled with medium size rocks so that they can minimize the effects of side thrust forces and , at the same time, facilitate drainage of the roadway and the surrounding terrain. This paper aims to analyze state-of-the-art concepts and practices on the field of gabions usage on earthwork constructions. To achieve those goals we have comprehensively went over a sizable part of the available literature on the topic obtained from high-end databases as well as several levels of academic research material. Among other considerations , our paper accomplished a conceptualization of gabions by several authors, its current classification, the various reasons to employ them and the manifold advantages of its use in road infrastructure works.

Keywords: landslides, erosion, earthworks, gabions.

Nota editorial: Recibido noviembre 2021; Aceptado diciembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

El sector constructivo a nivel mundial realiza aportes significativos al crecimiento económico de los países, puesto que entre sus alcances se encuentra la ejecución de obras de infraestructura destinadas a la resolución de problemas de la sociedad y el impulso de la economía en todas sus aristas. Las obras de infraestructura vial constituyen una prioridad para los aparatos gubernamentales y gestores públicos, por lo que asegurar su integridad física con obras de protección, representa un elemento de vital importancia. Sin embargo, estas obras de protección en ocasiones son construidas bajo el desconocimiento de su comportamiento estructural y de las propiedades de los materiales que las conforman [1], por lo que sus resultados no son siempre satisfactorios en la práctica.

De la eficacia en el diseño y construcción de explanaciones, depende en gran medida la ejecución uniforme, racional, estable, y duradera de edificaciones y obras viales [2]. En este sentido, la estabilidad del suelo constituye una propiedad determinante en estas obras, para lo que se emplean diversas técnicas cuyo fin fundamental es contribuir a modificar y mejorar el comportamiento del suelo [3]. La mayor importancia conferida a estas radica en la influencia que tienen en las dimensiones de la estructura y en su comportamiento, además de los beneficios que le aportan a las explanaciones en el drenaje.

Entre las tecnologías empleadas en la construcción de explanaciones, se encuentran los gaviones, los que son ampliamente utilizados dada su durabilidad y alta resistencia [4]. Un gavión es una estructura fabricada con mallas metálicas de forma variable, dispuestas de forma tal que puedan contener rocas para formar un módulo compacto con múltiples fines [5].

La presente revisión bibliográfica tiene como objetivo analizar el estado del arte y la práctica en el empleo de gaviones en la construcción de explanaciones.

2. DESARROLLO

Con el progresivo avance tecnológico, se han comenzado a emplear mallas de acero electro-soldadas en la conformación de gaviones. Estas ofrecen máxima protección contra la corrosión, a la vez que garantizan durabilidades de más de 50 años, en complemento a su relleno automatizado y compactación mediante mesa vibrante durante su conformación, lo que deviene en mayor compactación, densidad y resistencia [6].

Los gaviones tienen versatilidad de empleos y facilidad constructiva, por lo que se adaptan a cualquier geometría y tipo de suelo [7], a la vez que aseguran poco mantenimiento durante su explotación [8]. Por otra parte, no necesitan fundaciones profundas y se integran al medio ambiente [9]. Además, alcanzan una excelente relación costo/beneficio social y disminuyen los costos y tiempos de ejecución [10].

La Sociedad Americana de Ensayos de Materiales (ASTM, de sus siglas en inglés) [11], define a los gaviones como recipientes tejidos de alambre, uniformemente divididos, de tamaño irregular, interconectados con otros recipientes similares, y rellenos con la roca de la zona de trabajo, para formar estructuras flexibles, permeables y monolíticas como muros de contención, espigones, revestimientos de cauces, vertederos y en proyectos de control de erosión en explanaciones viales [12]. Varios autores coinciden en que los gaviones consisten en cajas o cestas de forma prismática o de paralelepípedo en forma general [13, 14] o elementos modulares de forma variada [15], conformados por un enrejado o red metálicos [13] en forma de malla hexagonal o rectangular, de doble torsión o electrosoldada [15], preferentemente de acero recubierto [14], donde se disponen piedras de una determinada granulometría y peso específico [16], con la finalidad de dar solución a problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión [15, 16]. Por otra parte, se plantea que son estructuras flexibles, constituidas por cajas o cestos fabricados de malla de alta resistencia, con dimensiones que vienen en fracciones de medio metro, las cuales son rellenas con roca de granulometría variable según su finalidad y ubicación específicas [17, 18].

Estos se colocan a pie de obra desarmados, y son rellenos de acuerdo al objetivo que persigue su empleo en cada caso [16]. Como las operaciones de armado y relleno de piedras no requieren de ninguna calificación especial, el empleo de gaviones permite ejecutar obras que de otro modo requerirían mucho más tiempo y operarios, como los muros de contención de hormigón armado. Este montaje y llenado pueden ser realizados manualmente o con equipo mecánico común [3].

Es usual emplear en la construcción de este tipo de gaviones, mallas de doble y triple torsión, malla eslabonada e incluso electrosoldada. El empleo de una u otra disposición de la malla es determinado por el tipo de proyecto en el que se va a utilizar el gavión. Es de uso común la malla de triple torsión, para la constitución del gavión. La red o malla utilizada en la fabricación de los gaviones es producida con alambres de acero con contenido de carbono y revestimientos en zinc o aluminio, que le confieren un alto grado de protección a la corrosión [26]. Cuando se asume que la malla o el gavión a utilizar posee alta posibilidad de entrar en contacto con el agua, es aconsejable la utilización de mallas con revestimiento plástico [27].

Las cajas como promedio contienen 1 m² de material de relleno y alturas variables de 0,50 a 1 m, aunque sus dimensiones se encuentran estandarizadas (Tabla 1).

Tabla 1. Dimensiones de gaviones tipo caja.

Dimensiones de gaviones tipo caja		
Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
2	1	1
3	1.5	1
4	2	0.5

Fuente: Camargo & Conesa [27].

La separación interna de las cajas en elementos se hace mediante diafragmas espaciados cada 1m, para facilitar el armado y relleno. La malla está conformada por acero con bajo contenido de carbono, revestido con aleación, lo que les confiere la posibilidad de ser colocadas en diferentes lugares y climas [18].

Gaviones tipo colchón: los gaviones tipo colchón son cuadrados en forma de un colchón convencional de gran área y pequeño espesor variable (Figura 2). Están formados por la base y la tapa como dos elementos separados, construidos en ambos casos por una red de malla metálica tejida y rellenos con material pétreo de tamaño y peso apropiado [24]. Se usa en estructuras de recubrimiento para protección contra la erosión en planos inclinados, como laderas de ríos o taludes de vías que deben resistir fuertes embates del drenaje longitudinal de la vía [28].

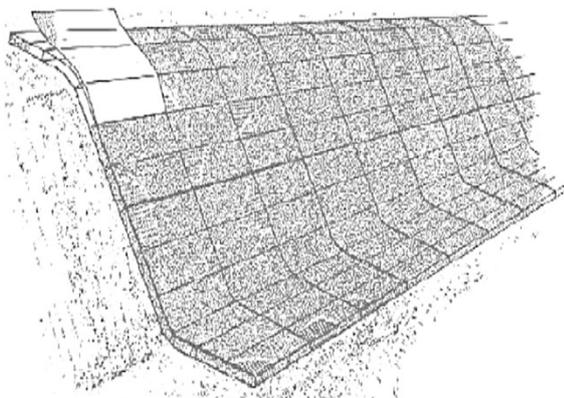


Figura 2 (a). Gavión tipo colchón.

Fuente: Orozco & Martínez (2019) [25].

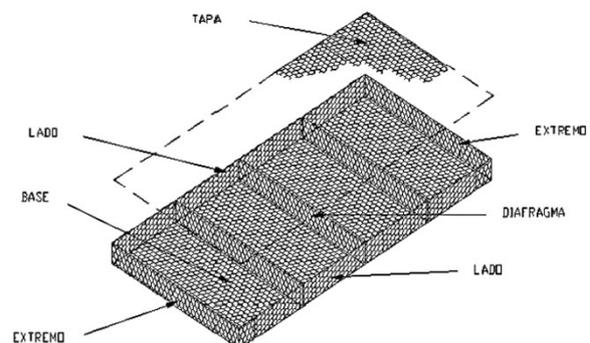


Figura 2 (b). Esquema de gavión tipo colchón.

Fuente: Orozco & Martínez (2019) [25].

El gavión está compuesto por mallas galvanizadas, formando cajones unidos por amarres de alambre resistentes al empuje del suelo [19, 20], por lo que antes de llevar a cabo el diseño de muros de gaviones, el diseñador debe asegurarse de que la condición geotécnica debajo de la base se haya investigado adecuadamente para facilitar el diseño de control de erosión [21] sin incurrir en implicaciones estructurales desfavorables para el funcionamiento de las explanaciones.

De esta forma, se asume, que los gaviones son elementos destinados a solucionar problemas geotécnicos propios de la estructura de las explanaciones [22], así como problemas hidráulicos y de control de erosión derivados del drenaje propio de la ejecución de obras viales. Sus dos componentes son las mallas metálicas y el relleno pétreo que dan forma de conjunto a elementos modulares que facilitan su empleo de forma más flexible y dinámica durante la ejecución de explanaciones viales [23]. La calidad de estos componentes y la forma en que se disponen, condicionan las prestaciones de los gaviones, así como la eficacia en su empleo.

2.1. Tipos de gaviones

Según su geometría, existen tres tipos de gaviones: tipo colchón, tipo saco y tipo caja. Cada tipo de gavión tiene diferentes usos y características, las cuales dependen de las condiciones topográficas, geométricas y físicas de cada proyecto a ejecutar [24]. Para cada uno de estos tipos, los gaviones se pueden clasificar de disímiles formas de acuerdo a los siguientes aspectos [1]:

- Las dimensiones y formas del gavión como contenedor.
- El tejido de la malla del gavión.
- El tipo de acero y del recubrimiento del alambre de la malla del gavión.
- La abertura de la malla del gavión.

Gaviones tipo caja: los gaviones tipo caja son de forma prismática (rectangular o cuadrada), de diferentes dimensiones. Están constituidos por una red de malla metálica tejida que forma la base, la tapa, y las paredes frontales y traseras de la canasta del gavión, las cuales son rellenas con material pétreo con forma esferoide de diámetro nunca inferior a la dimensión de la malla hexagonal [24] (Figura 1).

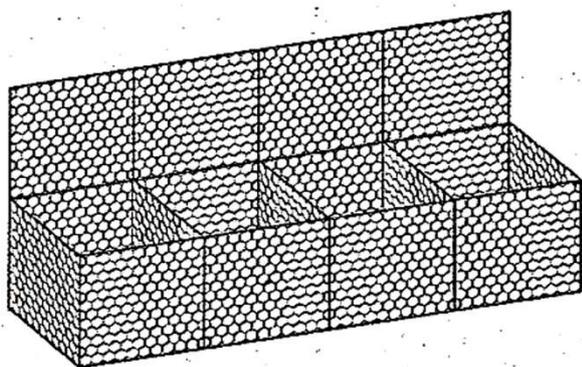


Figura 1 (a). Gavión tipo caja.
Fuente Orozco & Martínez (2019) [25].

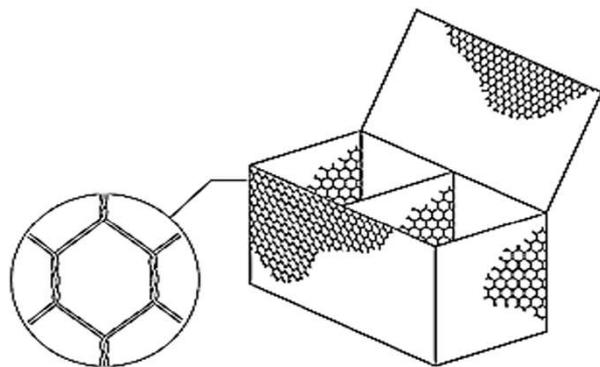


Figura 1 (b). Esquema de Gavión tipo caja.
Fuente: Orozco & Martínez (2019) [25].

Tabla 2. Dimensiones de gaviones.

Dimensiones de gaviones tipo colchón		
Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
3	2	1
4	2	0.5
5	2	0.5
6	2	0.5

Fuente: Camargo & Conesa [27].

Tipo saco: Son estructuras metálicas con forma de cilindro, constituidas por un único paño de malla de torsión, que en sus bordes libres presenta un alambre especial que se dispone de forma alterna por las mallas para permitir el montaje del elemento en la obra [24]. Este tipo de gavión (Figura 3), se utiliza en obras de emergencia, principalmente sumergidas o colocadas en lugares donde no es posible realizar una instalación más rápida. A los elementos de un paño de malla, se les rellena y traslada al lugar de emergencia. A diferencia de los gaviones tipo caja o tipo colchón, los gaviones saco se arman fuera de la obra y con maquinaria pesada se colocan en su posición final [27].

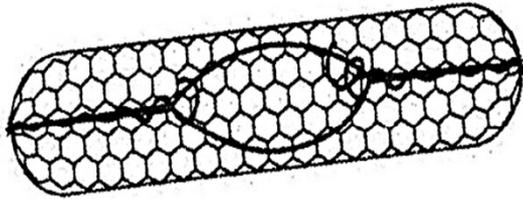


Figura 3 (a). Gavión tipo colchón.
Fuente: Orozco & Martínez (2019) [25].

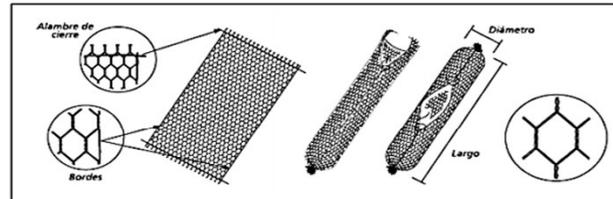
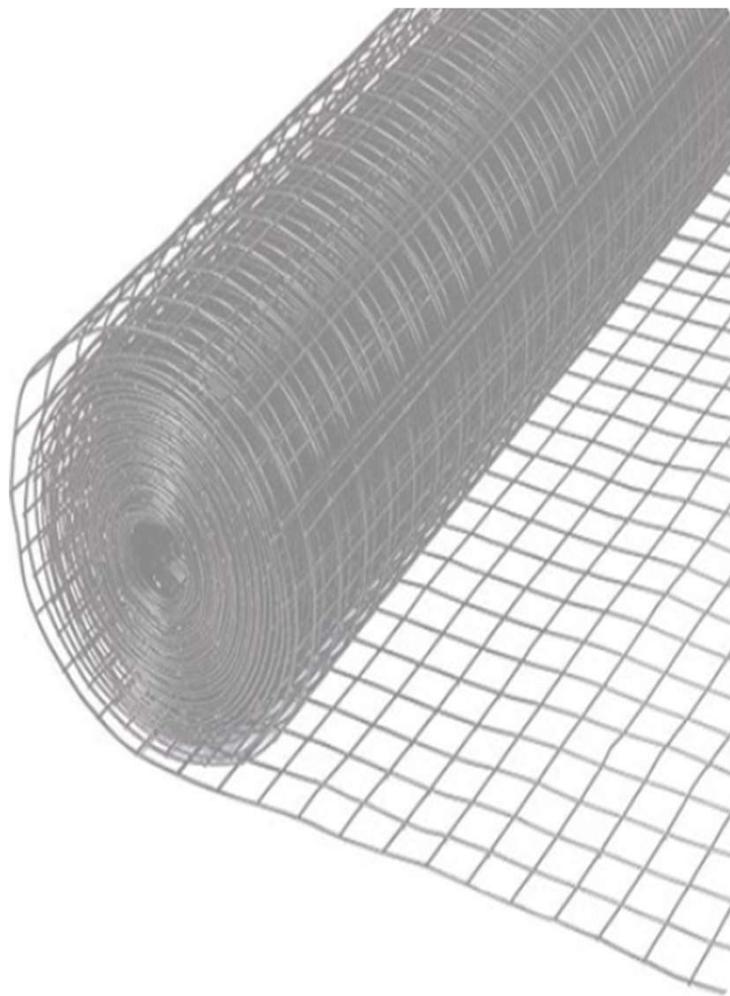


Figura 3 (b). Esquema de gavión tipo colchón.
Fuente: Orozco & Martínez (2019) [25].



Este tipo de gavión es extremadamente versátil dada su forma cilíndrica. Generalmente es empleado de apoyo en estructuras de contención en presencia de agua o sobre suelos de baja capacidad de soporte, debido a su extrema facilidad de colocación. Estas características hacen que el uso de gaviones sea fundamental en obras de emergencia. El llenado se realiza con rapidez por un extremo o por el costado [18].

2.2. Características de la malla para gaviones

Luego de constatar la diversidad en la clasificación de los gaviones, deben tenerse en cuenta varios elementos para decidir que gavión utilizar. Entre los principales se encuentran el uso que se le va dar a los gaviones, las solicitaciones a las que van a estar sometidos y las condiciones a las que van a estar expuestos los gaviones [29]. Una vez determinado esto, se puede definir la configuración, el tipo de tejido, la abertura de la malla, el tipo de acero del alambre, el tipo de recubrimiento o recubrimientos del alambre, las dimensiones del gavión y el número y separación de los diafragmas [30].

Para la conformación de gaviones, la malla a emplear debe cumplir con varios requisitos [31]. Entre ellos se encuentran que la abertura de malla debe ser de ocho (8) por diez (10) centímetros, y el alambre de los amarres y templetos deberá tener un diámetro mínimo de dos milímetros con dos décimas (2.2 mm).

Una de las características determinantes de la malla es la forma en que está tejida, es decir, como se unen los alambres que conforman la malla del gavión (Figura 4). En la malla electrosoldada (Figura 4 (a)), los materiales componen una serie de alambres de acero longitudinales y transversales colocados en ángulos rectos entre sí, y soldados justo en los puntos de intersección por soldadura eléctrica para formar los paneles. Por su parte, la malla a doble torsión (Figura 4 (b)), se conforma a base de girar continuamente pares de alambres a través de tres medios giros, que se interconectan a alambres adyacentes, y dan forma así a las aberturas hexagonales. Un tipo más reciente es la malla extruida, que se emplea en la ejecución de gaviones de polietileno de alta densidad (HDPE). Esta le confiere como ventaja a los gaviones la posibilidad de resistencia a suelos ácidos y ambientes agresivos.

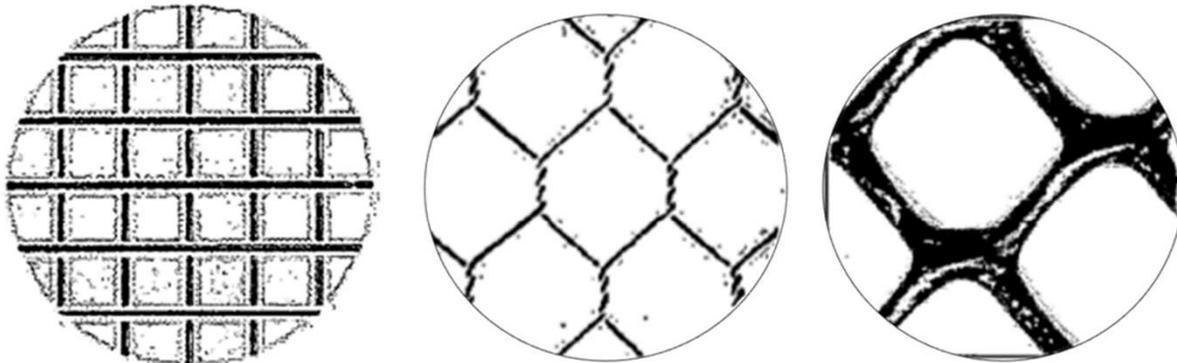


Figura 4. (a): Malla electrosoldada; **(b):** Malla a doble torsión; **(c):** Malla extruida.

Fuente: Novoa (2018) [32].

2.2. Principales empleos de los gaviones

Dada la variedad de combinaciones de las características de los gaviones para cada tipo [33], estos pueden ser empleados en disímiles obras tanto provisionales como semipermanentes [34]. En este sentido, entre las principales aplicaciones de esta tecnología en la construcción de explanaciones, se encuentra su empleo para mantener taludes inestables, proveer control de erosión y contribuir al drenaje, cuando se requieran estructuras rentables, duraderas, permeables y flexibles [22]. El uso de los gaviones brinda calidad a las obras, ya que presentan un acabado sin deformaciones, aristas rectilíneas y planas, permiten construir superficies redondeadas y dan la posibilidad de utilización en el relleno de numerosos materiales tales como bolos, piedra, madera y ladrillos [35].

Su empleo ha evolucionado a partir de la introducción de innovaciones tecnológicas en los materiales utilizados, por lo que esta técnica es ampliamente difundida actualmente en la ejecución de muros de contención y otras obras de desempeño geotécnico, de hidráulica fluvial, irrigación de canales, protección de aproches y pilas de puentes, drenaje de obras viales, control de erosión y obras de emergencia [25]. Debido a su flexibilidad, economía y eficacia, el uso de los gaviones se extiende cada día más hacia diferentes tipos de obras de construcción, principalmente las viales. Son muy utilizados en la consolidación de los movimientos de los taludes, ya que por la propiedad que poseen de poder deformarse sin perder su eficacia, y por su alto grado de capacidad de drenaje, se adaptan de una manera particular a muchos casos en que se debe operar en terrenos inseguros y con presencia de agua superficial o subterránea [35].

Para la protección de explanaciones contiguas y paralelas a cursos naturales o artificiales de agua, es conveniente el uso de los gaviones tipo saco elaborados de forma cilíndrica (Figura 5) para los trabajos preliminares de relleno que encaucen o controlen el flujo hidráulico, y den nivelación al lecho donde se dispondrán los gaviones tipo caja [36]. Este tipo de obras acelera el estado de equilibrio del cauce, y evita la erosión y el derrumbamiento de las márgenes [10].

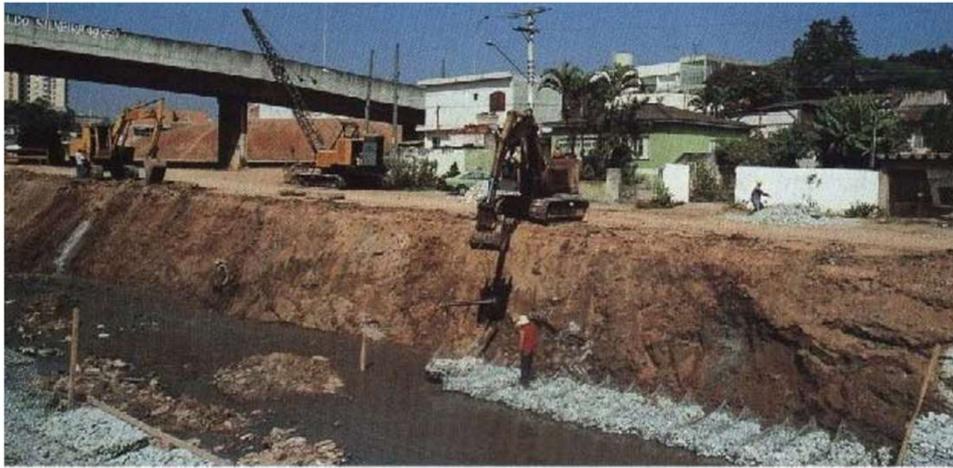
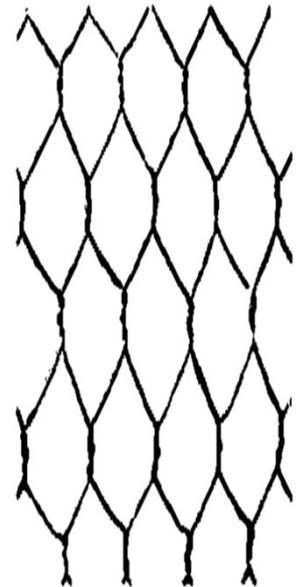


Figura 5. Uso de gaviones cilíndricos como base de muros de gaviones tipo caja.
Fuente: Uziel (2021) [38].



Una obra similar es la recuperación de vías perimetrales que hayan sufrido socavación por el flujo hidráulico. En estos casos se utilizan obras longitudinales (Figura 6), con las cuales se logra desviar el flujo principal del río. Estas consisten en defensas o barreras construidas sobre el lecho primitivo, las cuales pueden tener varias fases de construcción según sus necesidades [37].

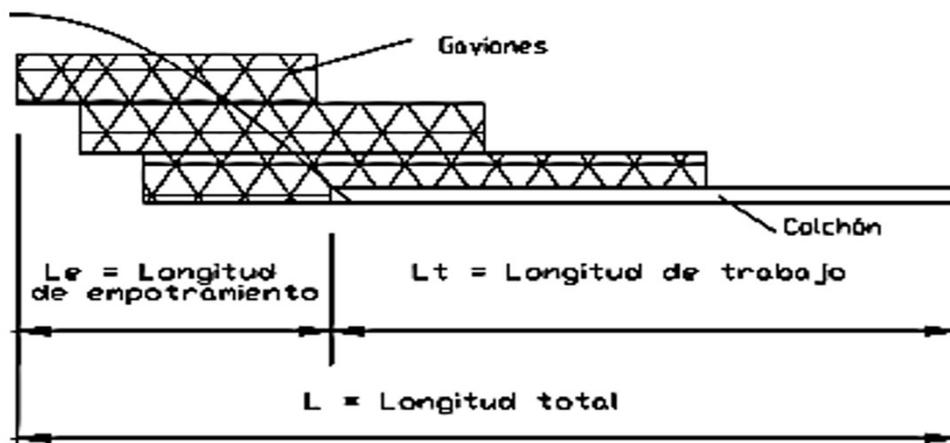
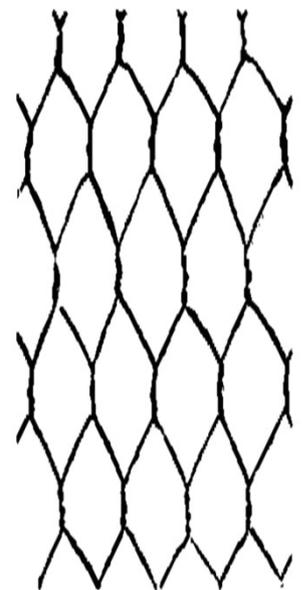


Figura 6. Partes que conforman una obra longitudinal.
Fuente: Uziel (2021) [38].



Estas obras longitudinales, en su primera fase, son estructuras que tienen agua por ambos lados, pero al estrechar la corriente provoca el aumento de la fuerza de arrastre en el lecho y, como consecuencia, se produce una profundización del fondo en la zona encauzada, razón por la cual al construir una defensa se toma en cuenta el poder erosivo de la corriente en la base [39]. Debido a estos efectos, las obras longitudinales deben tener cierta flexibilidad por el lado del lecho del río, a fin de que se adapten siempre al suelo de fundación y se eviten las socavaciones excesivas provocadas por la profundización de la corriente [12]. En el área recuperada se construyen obras transversales o traviesas, para dificultar la formación de corrientes que transporten acarreos detrás del defensivo. Si las obras transversales son desbordables, la cara posterior se construye de modo que no pueda ser socavada por el agua que por ella se precipite. Para este propósito se utilizan materiales existentes en la zona, como ramas o arbustos [37].

Otra de las aplicaciones, y presumiblemente la más importante de los gaviones, es la construcción de obras de contención. En este sentido, esta técnica representa una solución ampliamente empleada en la construcción de explanaciones para obras viales (Figura 7), dadas las ventajas desde el punto de vista técnico y económico que brinda, así como su aplicabilidad en cualquier ambiente, condición climática, e incluso en zonas de muy difícil acceso [40].



Figura 7. Obras de contención con empleo de gaviones en obras viales.

Fuente: Lin *et al.* (2011) [41].

La malla metálica posee elevada resistencia mecánica y la doble torsión impide que ésta se desarme ante el cortado de un alambre, lo que asegura que en cada cruce se tenga un punto fijo para mantener la flexibilidad de la malla y evitar las deformaciones en la mayor medida posible. La permanencia en el tiempo se asegura a través de la fuerte galvanización de los alambres y, en el caso de condiciones particularmente agresivas para el zinc, se dispone de alambres fuertemente galvanizados revestidos de PVC [42].

El contacto entre los paños de la red, garantiza que una vez llenados los gaviones se produzca el roce en toda la superficie de la malla. De esta manera, la estructura se comporta en forma monolítica manteniéndose constante la fricción interna de la piedra. El alambre utilizado en las costuras y suministrado con los gaviones es en general de diámetro menor, lo cual lo vuelve más manejable, pero con resistencia suficiente para absorber las sollicitaciones de la estructura [43]. Las piedras para el relleno deben tener un elevado peso específico, no ser friables, poseer un tamaño mínimo superior a la mayor medida de la malla y uno máximo que se encuentre en el orden del doble del mínimo [44].

2.4. Ventajas en el empleo de gaviones

Las estructuras de gaviones, debido a su flexibilidad (Figura 8), permiten asentamientos y deformaciones sin perder su eficiencia y función estructural [45]. Esta propiedad es esencialmente importante cuando la obra debe soportar grandes empujes del terreno y, a la vez, está fundada sobre suelos inestables o expuestos a grandes erosiones. Al contrario de las estructuras rígidas, el colapso no ocurre de manera repentina, lo que permite acciones de recuperación eficientes [46].

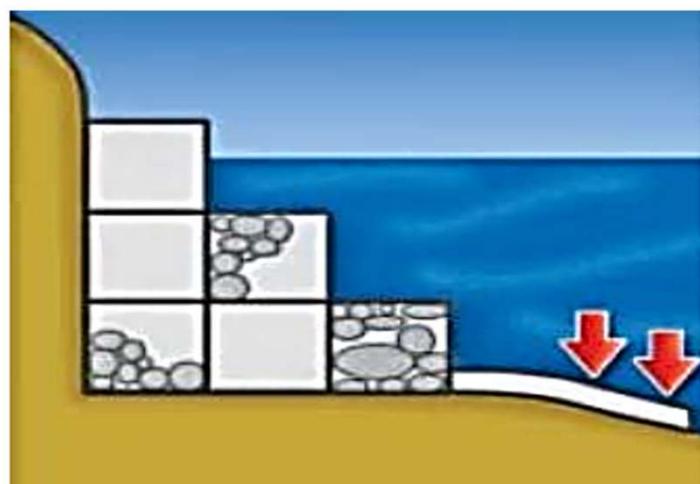


Figura 8. Flexibilidad de los muros de gaviones

Fuente: Vásquez (2021) [47].

Los gaviones, al estar constituidos por mallas y bloques sanos de roca, son estructuras altamente permeables (Figura 9), lo que impide que se generen presiones hidrostáticas. Del mismo modo se constituyen como drenes que permiten la evacuación de las aguas de percolación, optimizando así las secciones de dichas estructuras [12].

Sumado a lo anterior, es recomendable la utilización de geotextil sobre toda el área de contacto suelo-muro, o bien, la colocación de un material granular, como filtro, en la espalda del muro, para evitar que el material fino penetre en el gavión, y obstruya el paso de las aguas. Este material drenante deberá estar constituido por partículas con tamaños comprendidos entre el tamiz de 19 mm (3/4") y el de 75 mm (3"), y el porcentaje pasando el tamiz #200 deberá ser menor o igual al 3%. De esta manera se garantiza que no se generen presiones hidrostáticas, a largo plazo, para las cuales el muro no ha sido diseñado [37].

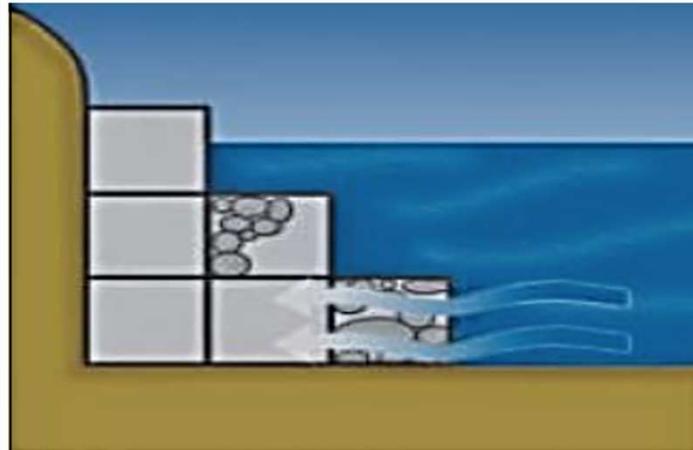


Figura 9. Permeabilidad de los muros de gaviones.
Fuente: Vásquez (2021) [47].

Debido a la presencia de la malla de acero, el peso propio y el carácter monolítico, las estructuras de gaviones son capaces de resistir esfuerzos de tracción y empujes generados por el terreno y cargas adyacentes. De ahí la necesidad de garantizar la durabilidad de la misma, mediante el empleo de recubrimientos de protección de los alambres utilizados en la fabricación de los gaviones, para contribuir a su vida útil. La triple capa de zinc o galvanización pesada (Figura 10), asegura una buena protección contra los fenómenos de corrosión y abrasión. La protección adicional del alambre con material plástico garantiza la integridad de la estructura en presencia de ambientes corrosivos o contaminados [42].

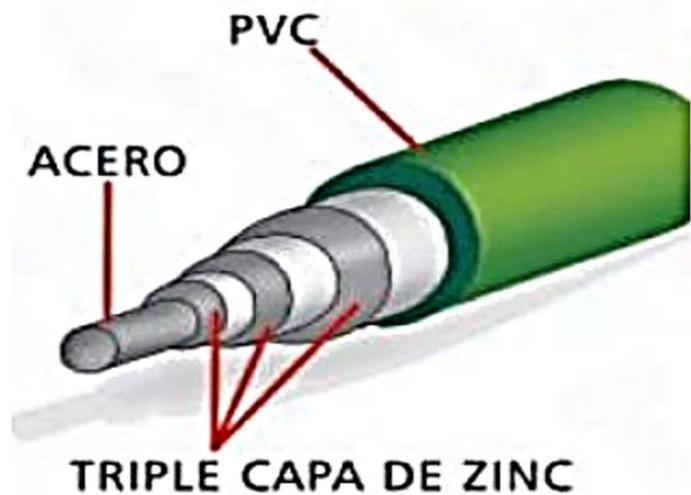


Figura 10. Recubrimiento del alambre de la malla de gaviones.
Fuente: Vásquez (2021) [47].

Los muros de gaviones se integran de forma natural a su entorno y no constituyen obstáculos al paso de las aguas. Al estar constituidos por materiales inertes, favorecen el crecimiento de la vegetación y contribuyen a la conservación del ecosistema existente. Por otra parte, es una tendencia actual el empleo de muros de gaviones con fines ornamentales [48].

Cuando son comparados con otras técnicas constructivas, los muros de gaviones presentan costos más bajos [49]. La facilidad de armado de los gaviones hace que estos no requieran mano de obra especializada. Las herramientas necesarias son simples, por lo que se logran altos rendimientos en su instalación [46]. Los bloques de relleno, muchas veces, son extraídos del mismo lugar donde se efectúa la instalación, lo que influye a favor de la reducción del costo final de la obra. Además, elimina por completo la necesidad de costosas fundaciones profundas. Según datos de la empresa Maccaferri, para alturas iguales, el costo de construir un muro de concreto reforzado es de 1.5 a 2 veces más alto que el de construir un muro de gaviones.

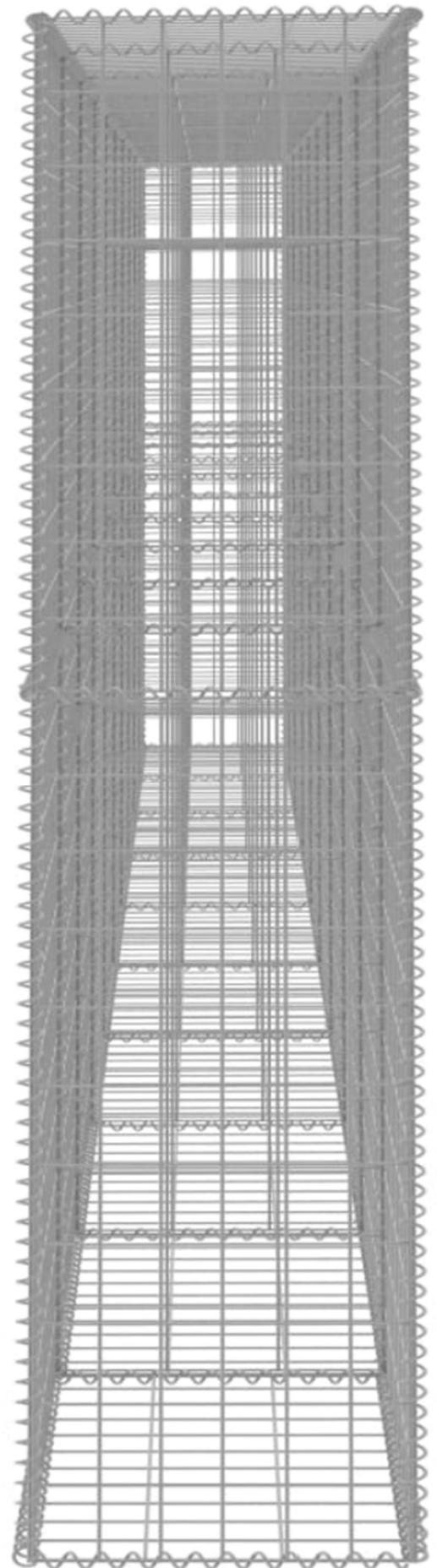
En cuanto a la resistencia, los materiales con los cuales se fabrican los gaviones deben cumplir con los estándares de calidad exigidos en las normativas internacionales vigentes a los efectos [50, 51], para asegurar la confiabilidad estructural en su empleo [52, 53]. Se debe velar, entre otras cosas, por los calibres de los alambres y la abertura de las mallas [37].

3. CONCLUSIONES

Las estructuras formadas con gaviones son una solución confiable y eficaz para la estabilización y protección de taludes debido a su versatilidad, flexibilidad, permeabilidad, durabilidad y economía. Con base en la multifuncionalidad de los gaviones, estos se posicionan como una solución integral a diferentes requerimientos de construcción dado su amplio espectro de aplicación, entre los que resaltan la construcción de explanaciones. La versatilidad caracteriza a este tipo de obras, dada la naturaleza de los materiales que se emplean en su construcción, la cual es rápida debido a que, después de haber sido montados, rellenos y cerrados, los gaviones están listos para desarrollar su función. Del mismo modo, permite su ejecución por etapas y una rápida reparación si se produjera algún tipo de falla. Los gaviones brindan flexibilidad a los proyectos de explanaciones, principalmente por su facilidad de instalación y su fácil relación con el medio ambiente, a la vez que garantizan la solución a problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión en estas estructuras.

4. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al **Ing. Carlos Máximo Corzo Bacallao (†)** por la información proporcionada y el apoyo brindado durante la investigación que originó el presente artículo.

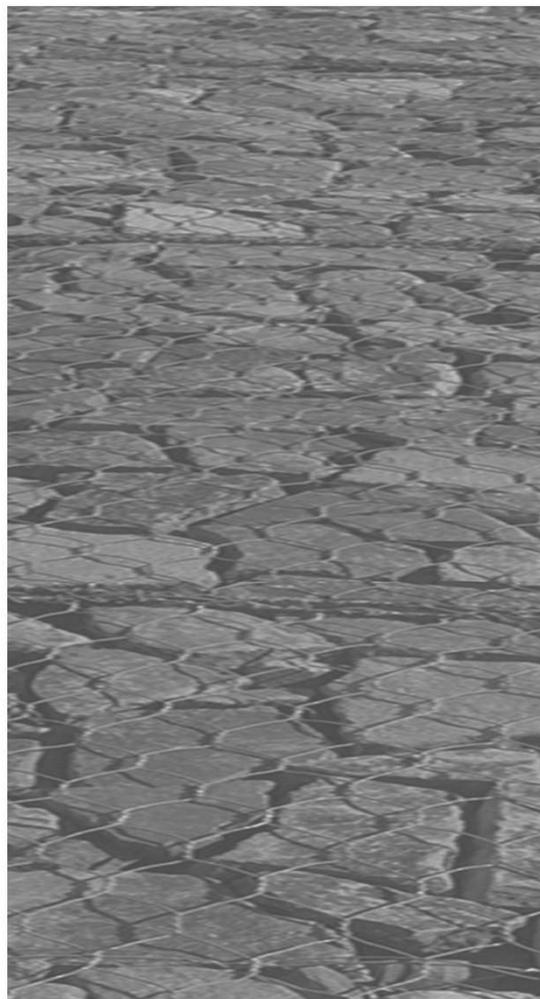


- [1] Azueto Ruiz, B. E. (2014). Análisis de costos para muros de gavión para prevenir la erosión en bordas del Río Guacalate, Escuintla, Guatemala. (Tesis de grado), Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala. Disponible en: <https://repositoriosidca.csuca.org/Record/R epoUSAC804/Details>.
- [2] Cotera, C., Mayumi, S., Caqui, H., & Carolina. (2018). Propuesta de análisis y diseño de gaviones antes de posibles deslizamientos de taludes entre los tramos de KM 00+000 al KM 00+885 del distrito de los Olivos. (Tesis de grado), Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Privada de Telesup, Lima, Perú. Disponible en: <https://repositorio.utelesup.edu.pe/handle/UT ELESUP/32>.
- [3] Ogando Ramírez, L. (2015). Los gaviones: análisis, evolución y comportamiento. Propuesta para las envolventes de las escuelas en la República dominicana. (Tesis de Maestría), Tecnología de la arquitectura, Línea de Construcción Arquitectónica-Innovación tecnológica, Barcelona, España. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/79 581>.
- [4] Jiang, Y. & Wang, X., (2011). Stress-strain behavior of gabion in compression test and direct shear test. In: Peng, Q. (Ed.), Third International Conference on Transportation Engineering (ICTE). American Society of Civil Engineers (ASCE), pp. 1457–1462. Disponible en: https://www.research.net/publication/269133 717_stress_strain_behavior_of_gabion_in_c ompression_test_and_direct_shear_test/stat s.
- [5] Avilés Pilco, M. J. (2014). Análisis técnico y económico para muros de contención de hormigón armado comparado con muros de gaviones y sistemas de suelo reforzado para alturas H= 5m, H= 7,5m, H= 10m H= 15m, para una longitud de 80m. (Tesis de grado para optar por el título de Ingeniería Civil), Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador. Disponible en: <https://dspace.uce.edu/handle>.
- [6] Márquez Espinosa, J. M. (2021). Eficiencia estructural de muros de contención de suelos mecánicamente estabilizados con geosintéticos y gaviones en las laderas de la quebrada Huaycoloro – Lurigancho – Chosica – Lima Metropolitana. (Tesis de grado para optar por el título de Ingeniería Civil), Facultad de Ingeniería, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10757/656002>
- [7] Agostini, R., Cesario, L. & Conte, A., (1987). Flexible gabion structures in earth retaining works. Officine Maccaferri. Disponible en: <https://www.worldcat.org/title/flexible-gabion-structures-in-earth-retaining-works/oclc/20688526>.
- [8] Thar Cho, M. Y., Chueasamat, A., Hori, T., Saito, H., & Kohgo, Y. (2021). Effectiveness of filter gabions against slope failure due to heavy rainfall. Soils and Foundations 61(1). Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2021.01.010>.
- [9] Temoche Oliden, G. H., & Quiroz Alayao, E. E. (2019). Propuesta hidráulica entre gavión y enrocado del Río Chuquillanqui en el tramo que limita los caseríos Chuquillanqui y Pinchady – Distrito de Lucma – Departamento la Libertad. (Tesis de grado para optar por el título de Ingeniería Civil), Facultad de Ingeniería, Universidad privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú. Disponible en: <https://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.50 0.12759/5927>
- [10] Urteaga Huamán, C. A. (2019). Análisis Comparativo de Soluciones de Defensa Ribereña para el Puente Tahuamanu – Madre de Dios: Sistema de gaviones y Geo estructuras. Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Pontificia universidad católica del Perú. Disponible en: <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/ 20.500.12404/15276>.
- [11] Tibanta Tuquerres, J, H. (2012). Diseño de diques de gaviones para el control de la erosión en ríos de montañas. (Tesis de grado para optar por el título de Ingeniería Civil), Universidad San Francisco de Quito, Colegio Politécnico, Quito, Ecuador. Disponible en: <https://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/ 1449>.
- [12] Shaker A., Jalil Sarhan A., Sarhan Bshkoj S. & Hussein Jihan M. (2019). Effect of Gravel Size and Weir Height on Flow Properties of Gabions. Journal of University of Babylon for Engineering Sciences, 27(2). Disponible en: <https://www.shaker.abdulatif@uod.ac>.
- [13] Tamariz Vera, J, J. (2019). Construcción de muros de gaviones y generación del empleo social inclusivo en la quebrada de Tulpay. (Tesis de grado para optar por el título de Ingeniería Civil), Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, Huacho, Perú. Disponible en:

- <http://repositorio.unjfsc.edu.pe/handle/UNJFSC/2882>.
- [14] Matos Paniza, M. (2016). Diseño de un modelo de aprovechamiento para el manejo eficiente del flujo de materiales en las empresas Pymes del sector de la construcción de la ciudad de Cartagena. Caso explanaciones y construcciones S.A. (Tesis de grado), Facultad de Ingeniería, Universidad Tecnológica de Bolívar, Cartagena, Bolívar. Disponible en: <http://repositorio.utb.edu.co/handle/20.500.12585/1887>.
- [15] Giaconi, L. M., Giaconi, M, N., Coelho Dos Santos, G., & Tear, M. F. (2019). Soluciones estructurales de bajo impacto ambiental utilizando gaviones para la disminución del riesgo de inundaciones en una cuenca urbana. Aplicación en la cuenca del Ramal H, Tandil, provincia de Buenos Aires, Argentina. Revista de Geología aplicada a la Ingeniería y al Ambiente, no. 43, 39-56. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7384131>
- [16] Castañeda Castañeda, E. (2019). Aplicación de Muro Gavión en la Construcción Sostenible de viviendas, en el sector Mayopampa. (Tesis de Maestría), Unidad de Posgrado de la Facultad de Arquitectura, Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, Perú. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7384131>.
- [17] Espinosa Ortega, a. M., & Escobar Mariño, D. A. (2019). Análisis comparativo y limitaciones de diseño entre terraplenes ejecutados con materiales seleccionados y terraplenes con materiales tolerables. (Tesis de grado para optar por el título de Ingeniería Civil), Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Colombia. Bogotá, Colombia. Disponible en: <https://hdl.handle.net/10983/24226>.
- [18] Conesa García, C. (2004). Los diques de retención en cuencas de régimen torrencial: diseño, tipos y funciones. Nimbus, 13-14. ISSN: 1139-7136. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/268965731/Manual-de-Gaviones>.
- [19] Cruz Álvarez, M. A. (2019). Estado del arte para el empleo de mantos de hormigón para controlar la estabilidad de talud. (Tesis de grado para optar por el título de Ingeniería Civil), Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Pontificia Bolivariana – Seccional Bucaramanga, Bucaramanga, Venezuela. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10757/656002>.
- [20] Mendoza Aguirre, P. P. (2021). Ventajas técnico – económico del empleo de mallas electrosoldadas en reemplazo de tablas de 2'x8"x10' en el proceso de relleno detrítico en el TJ 1250 del Nv. 2260 en la mina Santa María – Poderosa. (Tesis de grado para optar por el título de Ingeniero de Minas), Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Trujillo, Trujillo, Perú. Disponible en: <https://repository.eia.edu.co/handle/11190/2195>.
- [21] Schmidt Escobar, S. (2018). Estudio de viabilidad de la disminución del empuje horizontal sobre los muros de contención por medio del aligeramiento del material de lleno. (Tesis de grado para optar por el título de Ingeniería Civil), Universidad EIA Constructora Concreto S. A. Disponible en: <http://repository.eia.edu.co/handle/11190/2195>.
- [22] Apriyono, A., Iswahyudi, S., & Pamungkas, R.W. (2019). Analysis of Different Stripe Connectors for a Gabion Wall based on Woven Waste Tire Stripes. Civil Engineering Dimension, 21(2). Disponible en: <https://ced.petra.ac.id/index.php/civ/article/view/22294>.
- [23] Kandolkar, S. (2011). Stabilization of coastal slope at baga hill. Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, 42(1). Disponible en: https://www.academia.edu/32932514/Design_and_Construction_of_Mechanically_Stabilized_Earth_Walls_and_Reinforced_Soil_Slopes_Volume_1?from=cover_page.
- [24] Piñar Venega, R. (2008). Proyecto de construcción de un muro de gaviones de 960 m³. (Tesis de grado para optar por el título de Licenciatura en Ingeniería en Construcción), Escuela de Ingeniería en Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica, Costa Rica. Disponible en: <https://hdl.handle.net/2238/6034>.
- [25] Orozco Hernandez, J. A., & Martínez Flores, G. I. (2019). Propuesta de vivienda con gaviones de electro malla galvanizada y piedra bolón. (Tesis de grado), Facultad de Ciencias e ingenierías, Departamento de Construcción, Managua, Nicaragua. Disponible en: <https://repositorio.unan.edu.ni/12752>.
- [26] Asadpour, H. & Akhlaghi, T. (2017). Stability Analysis of Gabion wall with Tieback in Seismic Regions. Civil Engineering Journal, 3(5). Disponible en: <https://www.CivileJournal.org>.
- [27] Camargo Hernández, J. E., & Franco, V. (2001). Manual de Gaviones. Basado en investigaciones realizadas para gaviones LEMAC, SA. Series del Instituto de Ingeniería 624. Disponible en:

- <https://es.scribd.com/document/268965731/Manual-de-Gaviones>.
- [28] Bhandari, R. (2019). Riverbank Protection with Gabion Structure: Gabion Mattress. Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Universidad de ciencias aplicadas de Metropolia. Disponible en: <http://metropolia.fi/en>.
- [29] Marigo, N., Gabrieli, F., Pol A., Bisson, A. & Brezzi, L. (2021). A Discrete Element Framework for the modelling of rock-filled gabions. IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 833(1). Disponible en: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/671/1/012068>.
- [30] Bohórquez Solano, N. A. (2013). Maquinaria para construcción de túneles. Revista Digital Apuntes de Investigación, 5(1). Disponible en: <http://apuntesdeinvestigacion.upbbga.edu.co>.
- [31] Cano Valencia, A. (2007). Resistencia de la malla del gavión al aplastamiento por impacto. Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Disponible en: https://alicia.concytec.gob.pe/vufind/record/UUNI_6169A4337A65CB635C6EE127079892E4.
- [32] Novoa Human, F. M. (2018). Construcción de muro gaviones, para la protección y estabilización de talud en la IE. Virgen de Guadalupe Lucma-Ancash-Perú. [Trabajo de Diploma: Universidad Privada Telesup]. Lima, Perú. Disponible en: <http://rekskf.usc.es/154489125.10.02>.
- [33] Monir Elzoghby, M., Jia, M. & Luo, W. (2021). Experimental study on the hydraulic performance of nonwoven geotextile as subsurface drain filter in a silty loam area. Ain Shams Engineering Journal, 13(5). Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.asej.2021.03.012>.
- [34] Tamara Naranjo, J. G. (2013). Análisis del proceso de construcción de estructuras en gaviones como obras de protección para mitigar el desbordamiento y socavación que produce el río Guatiquia sobre la margen izquierda en el sector del centro poblado de san Nicolás. Villavicencio. Meta. Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Universidad cooperativa de Colombia. Disponible en: <https://1library.co/document/qo57875y-analisis-construccion-estructuras-proteccion-desbordamiento-socavacion-guatiquia-villavicencio.html>.
- [35] Oosthoek, J. (2008). "The Stability of Synthetic Gabions in Waves." Thesis for degree of Master of Science. Delft University of Technology. Disponible en: <https://www.CivileJournal.org>.
- [36] Racin, J. A. & Thomas P. (2001). Gabion mesh corrosion: Field Study of Test Panels and Full-scale Facilities, FHWA-CA-TL-99-23. Disponible en: <https://www.CivileJournal.org>.
- [37] Cervantes Cotera, S. M. & Hilario Caquil, C. (2018). Propuesta de análisis y diseño de gaviones ante posibles deslizamientos de taludes entre los tramos del km 00+000 al km 00+885 del distrito de los olivos. Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Universidad privada Telesup. Disponible en: <https://repositorio.utelesup.edu.pe/handle/UTELESUP/326>.
- [38] Uziel Inoc, C. H. (2021). Análisis estático de estabilidad del muro de gaviones de la carretera central utilizando envases PET en Chicla - Huarochirí -Lima. Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Universidad Cesar Vallejo Peru. Disponible en: <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.1269/59655>.
- [39] Mansen V. A., Rivas O. N., Rivera J. C. & Balbin, M. (2011). Control del efecto erosivo por flujos paralelos en terraplenes mediante gaviones durante la ocurrencia del fenómeno del niño. III Congreso nacional del agua. Disponible en: <https://www.amansen@mk.com.pe>.
- [40] Voevod, M., Moldovan, M., Ranta, O., Dîrja, M., David, A., Micle, S., Topan, C., Tenter, A. (2020). Study on the economic efficiency of slope consolidation by different methods. Scientific Papers. Series A.
- [41] Lin, D. G., Lin, Y. H. & Yu, F. C., (2010). Deformation analyses of gabion structures. In: Chen, S. (Ed.), Interpraevent 2010: International Symposium in Pacific Rim. Taipei: International Research Society, pp. 512–526. Disponible en: <https://www.semanticsscholar.org/paper/def-ormation-analyses-of-gabion-structures/16db4fc60a0f2a71f959c5126b7c90a8f0836978>.
- [42] López De La Cruz, E. H. (2020). Sistema de reforzamiento con gaviones o sistema terramesh-grid para la estabilidad del talud en la carretera casma – huaraz del km 95+540 al 95+600. Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo. Disponible en: <https://repositorio.unasam.edu.pe/handle/UNASAM/4436>.
- [43] Espinoza, M. & Manuel, J. (2021). Eficiencia estructural de muros de contención de suelos mecánicamente estabilizados con geosintéticos y gaviones, en las laderas de la quebrada Huaycoloro - Lurigancho - Chosica

- Lima Metropolitana. Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Universidad peruana de ciencias aplicadas. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10757/656002>.
- [44] Herrera Gaspar, A. & Silva-Silva Santisteban, R. (2021). Análisis técnico-económico entre un muro de gaviones y un muro de suelo reforzado como solución de estabilidad de taludes en la carretera Choropampa – Cospan (Cajamarca). Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Universidad peruana de ciencias aplicadas. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10757/655858>.
- [45] Lifonzo Salcedo, C. A. & Lifonzo Ruiz, S. (2018). Modelamiento numérico de muros de contención de gaviones mediante el método de elementos finitos. XXVIII Congreso latinoamericano de hidráulica Buenos Aires, Argentina. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/460036102/Modelamiento-numérico-de-muros-de-contención-de-gaviones>
- [46] Hernández Quesada D. J. (2019). Estudio de Rendimientos y Control de Costos en la Construcción de Muros de Gaviones. Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Instituto Tecnológico de Costa Rica Escuela de Ingeniería en Construcción. Disponible en: <https://www.tec.ac.cr>.
- [47] Vásquez Cueva, N. C. (2021). Construcción de la PTAR de la obra: Ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable y alcantarillado sanitario de los barrios urbano: Patrón Santiago, El Salvador, Los Álamos, Wichaypampa, Señor De Huanca y San Marcos del Distrito de Challhuahuacho, Provincia de Cotabambas, Departamento de Apurímac. Trabajo de diploma en Ingeniería Civil. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo. Disponible en: https://www.proyectosmexico.gob.mx/proyecto_inversion/0849-ampliacion-capacidad-tratamiento-de-la-ptar-celaya/.
- [48] Jiménez Hernández, E., Gómez-Pérez, Y. & Carrillo-García, M. (2019). Gabbioni: una herramienta para el diseño de presas de gaviones. Quinto Congreso Nacional COMEII 2019. Disponible en: <https://www.comeii.com>. y www.riego.mx.
- [49] Daneshfaraz, R., Bagherzadeh, M., Ghaderi, A., Francesco, S. & Majedi A. M. (2021). Experimental investigation of gabion inclined drops as a sustainable solution for hydraulic energy loss. Elsevier BV on behalf of Faculty of Engineering, Ain Shams University, 2090(4479). Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.asej.2021.03.013>.
- [50] Brocato, M. (2018). A continuum model of close packing granular materials for the study of rock filled gabions. International Journal of Solids and Structures, 184 (4). Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0020768318303275>.
- [51] Komadja, G., Pradhan, S., Oluwasegun A., Roul, A., Stanislas, T., Laïbi, R., Adebayo, B., & Onwualu, A. (2021). Geotechnical and geological investigation of slope stability of a section of road cut debris-slopes along NH-7. Results in Engineering 10(1). Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2021.100227>.
- [52] Mahyuddin, R., Karasu, T.J.R. & Dawood, E. T. (2013). The stability of gabion walls for earth retaining structures. Elsevier B.V. on behalf of Faculty of Engineering, Alexandria University. 57(1) Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.aej.2013.07.005>.
- [53] Shiah Guan, C. & Cheng Yung, T. (2011). The major design considerations of gabion wall for stream bank. International Conference on Materials for Renewable Energy & Environment, 1885-1888. DOI: <http://doi.org/10.1109/ICMREE.2011.5930705>.



artículos

de

BB

investigación

Fichas Técnicas Para La Restauración Del Puente Km 2151 Del Ramal Dubrocq En La Ciudad De Matanzas

Technical Sheets For The Restoration Of The Bridge Km 2151
Of The Dubrocq Railway Branch In The City Of Matanzas

Autores:

**Manuel Pedroso Martínez¹, Luis David Céspedes Domínguez²,
Carlos Armando Martínez Ravelo³, Oscar Rodríguez Gámez⁴**

¹ Ingeniero Civil y Doctor en Ciencias. Profesor Auxiliar y Jefe del Departamento de Construcciones de la Facultad de Ciencias Técnicas. Coordinador de la carrera Ingeniería Civil en la Universidad de Matanzas. Autopista a Varadero km 3½ Matanzas 44740, Cuba. Teléfonos: +53 53696326 o +53 59947059 (corporativo) manuel.pedroso@umcc.cu ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9767-9379>

² Ingeniero Civil. Profesor Instructor del Departamento de Construcciones, Facultad de Ciencias Técnicas de la Universidad de Matanzas. Autopista a Varadero km 3½ Matanzas 44740, Cuba. Teléfono: +53 54122340 luisdavid9407@nauta.cu ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8291-6589>

³ Estudiante de 5to Año de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Técnicas de la Universidad de Matanzas. Autopista a Varadero km 3½ Matanzas 44740, Cuba. Teléfono: +53 53379386 carlos.97@nauta.com.cu

⁴ Estudiante de 5to Año de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Técnicas de la Universidad de Matanzas. Autopista a Varadero km 3½ Matanzas 44740, Cuba. Teléfono: +53 53250913. oskrrgamez@gmail.com

RESUMEN

El artículo se basa en el estudio patológico del puente km 2151 del ramal Dubrocq ubicado en el municipio de Matanzas. Con este análisis se evalúan las principales lesiones y las posibles causas que provocaron el avanzado deterioro del mismo. La investigación tiene como objetivo principal elaborar las fichas técnicas para la evaluación y diagnóstico de las lesiones. En ellas se exponen un fragmento de las lesiones existentes en el puente y se contemplan además las posibles soluciones que se le pueden aplicar según las características de las mismas para su restauración futura debido a la importancia que posee. Se establece un posible método de mantenimiento a llevar a cabo una vez reparado. Se emplean diferentes métodos de investigación, como la observación, el estudio documental y entrevistas a usuarios y residentes. La importancia de comprender cada uno de los aspectos tratados radica en el cuidado y rescate de la infraestructura, el patrimonio y la identidad, cuyo caso presentado constituye un claro ejemplo. Resultaron útiles fichas técnicas que comprenden tres partes; una dedicada al diagnóstico, otra a la intervención y la tercera al mantenimiento.

Palabras claves: fichas técnicas, mantenimiento, puente, restauración

ABSTRACT

The article is based on the pathological study of the bridge km 2151 of the Dubrocq branch located in the municipality of Matanzas. With this analysis, the main injuries and the possible causes that caused its advanced deterioration are evaluated. The main objective of the research is to prepare the technical sheets for the evaluation and diagnosis of injuries. In them, a fragment of the existing lesions on the bridge are exposed and the possible solutions that can be applied according to their characteristics for their future restoration due to their importance are also contemplated. A possible maintenance method is established to carry out once repaired. Different research methods are used, such as observation, documentary study and interviews with users and residents. The importance of understanding each one of the treated aspects lies in the care and rescue of infrastructure, heritage and identity, whose case presented is a clear example. Technical sheets comprising three parts were useful; one dedicated to diagnosis, another to intervention and the third to maintenance

Keywords: technical sheets, maintenance, bridge, restoration

Nota editorial: Recibido noviembre 2021; Aceptado diciembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

Ubicada a unos cien kilómetros al este de La Habana y declarada como Monumento Nacional desde el año 2013, la ciudad de Matanzas es considerada y reconocida por muchos como la primera ciudad moderna de América (MICONS – IPF, 2020). Se conoce como la ciudad de los puentes debido a que la urbe se encuentra enclavada entre los Ríos San Juan, Yumurí y Canímar, cuenta con alrededor de 30, ubicados en su geografía, de los cuales 5 ya cumplen con más de 100 años de explotación. Estos puentes centenarios siguen en aprovechamiento hoy en día a pesar de la evolución de los medios de transporte con el tiempo, los cuales pueden incrementar en gran medida las solicitaciones a las que puede estar sometida la estructura, obteniéndose respuestas favorables de los mismos ante estas cargas. De todos estos destacan 2 por su importancia económica, el puente km 2151 del ramal Dubroq que junto al Puente Giratorio posibilita la comunicación ferroviaria entre el puerto de Matanzas, uno de los más importantes del país, con la región centro – oeste del territorio, posibilitando el transporte de productos como azúcar, combustibles y otros insumos por la provincia y hacia el puerto.

Estos puentes están conformados por combinaciones de perfiles metálicos, los cuales conforman la armadura. Con el paso del tiempo, su cercanía con el mar y debido a los fenómenos climatológicos, estos se han visto afectados con un evidente estado de deterioro debido a la corrosión, presentándose este fenómeno en varios componentes de los mismos, pero de ellos, el más afectado es el puente del km 2151.

Con la realización de este artículo se persigue la elaboración de fichas técnicas donde se analicen los daños que posee actualmente el puente y establecer un posible método de mantenimiento a llevar a cabo

en los elementos que presenten mayor afectación por la corrosión.

Las fichas elaboradas por los autores están divididas en tres subsistemas para mejorar el mensaje que se desea transmitir y no cause contratiempos a la hora de consultarlas. Una primera parte está referida al diagnóstico de la lesión, en donde se muestran imágenes, el elemento que la contiene, una breve descripción del daño observado y las posibles causas que provocaron la aparición del mismo. La segunda parte de la ficha está volcada a la manera en que debe solucionarse cada uno de los deterioros, donde tienen marcada importancia las indicaciones sobre la técnicas, con algunas recomendaciones para la correcta ejecución de las intervenciones. Por último el tercer subsistema se dedica a buenas prácticas para conservar la estructura una vez erradicada las lesiones expuestas.

Para el desarrollo de la investigación se realizó un estudio histórico – lógico donde se refiere a la historicidad y a la lógica implícita en la investigación, sobre todo a la que corresponde con el objeto de estudio, donde se posibilita emprender un trabajo basado en la sistematicidad que favorece el ordenamiento y la comprensión. Se desarrolló además la revisión de documentos relacionados con los temas de la rehabilitación y el estado constructivo de los puentes. Por otro lado, se llevó a cabo una observación directa y el levantamiento en el campo, procedimiento que permitió detectar las afectaciones existentes actuales que posee el objeto de estudio para posteriormente elaborar las fichas técnicas lo más actuales posibles. Se efectuaron a su vez entrevistas a los habitantes de la zona con el fin de obtener información necesaria para el proceso de restauración de la estructura estudiada.

2. DESARROLLO

En Cuba el patrimonio de los puentes representa aproximadamente un 20 % del valor del patrimonio vial; existen puentes con más de 100 años en servicio y otros con más de 50 o 70 años, que requieren ser conservados, para continuar realizando sus funciones, eliminando el deterioro en ellos y en los más nuevos, para impedir que sigan dañándose y alcancen la durabilidad esperada [9]. En la actualidad el país enfrenta la escasez de recursos financieros y materiales, lo que limita las inversiones en nuevas infraestructuras, por lo que favorecer una política de conservación y preservación de lo existente es primordial para el correcto funcionamiento de las construcciones.

La reparación y conservación de puentes y estructuras es cada día una actividad más necesaria debido a su importancia en la seguridad y calidad de servicio que depende de las mismas, así como del incremento del valor patrimonial de estas en estos últimos decenios [14].

El puente objeto de estudio es la única vía de acceso ferroviario al puerto de la Ciudad de Matanzas y a la Zona Industrial, por lo que es de extrema importancia la conservación del mismo para mantener el flujo ferroviario por estas vías, tan necesario para el desarrollo económico tanto de la región como del país.

Tipológicamente el puente está construido por cerchas tipo Warren, divididas con nudos rígido en la estructura del tablero compuesto por vigas diafragmas transversales que soportan las vigas longitudinales sobre las que se apoyan las traviesas de madera en las que descansan los rieles. Las vigas longitudinales están localizadas en dependencia de la curva del trazado. El radio de curvatura de la vía es de 112 metros y todas las uniones originales son con remaches en caliente de una pulgada de diámetro, lo cual condiciona la transmisión de esfuerzos en los nudos [10].

En el 2011 la estructura del puente sufrió un fallo en uno de los nudos del cordón inferior (Fig. 1) de tal magnitud que se le tuvo que realizar una reparación capital, donde al evaluar el estado en el que se encontraba, se decidió otorgarle un plazo de 2 años para ejecutar pruebas y conocer su capacidad portante y la posibilidad de continuar en explotación. Al término de este plazo, en el 2014, por no estar solucionado el problema de la corrosión, se determina brindarle labores de mantenimiento para alargar su vida útil. En el 2016 se le realiza una segunda inspección, donde se evidenció el avance de la corrosión por el mismo a pesar de las labores de mantenimiento, por lo que se decide disminuir la velocidad de circulación a 20km/h. La principal afectación que posee el puente es la corrosión generalizada que contienen los miembros inferiores de la estructura y sus uniones. Fig. 2



Fig.1: Nudo del cordón inferior que falló



Fig.2: Corrosión generalizada de los miembros y uniones inferiores

Se empleará para la realización de las fichas técnicas una inspección especial [1], es una inspección no programada usada para monitorear una deficiencia en particular ya conocida. Esta también puede ser usada para monitorear detalles especiales o características inusuales del puente que no necesariamente tengan defectos. Se realizó a raíz de la afectación evidente que se presenta debido al fenómeno de la corrosión de los elementos principales y secundarios de la superestructura.

En caso de que las labores de conservación del puente requieran un apuntalamiento de la estructura debido al avanzado estado de deterioro de sus componentes, se realizará el ajuste topográfico de los elementos encargados de realizar dicho apuntalamiento, con el objetivo de conocer con más precisión la ubicación de estos. Para ello es imprescindible tener en cuenta la geometría del puente, ya que en los nudos es donde mayor variación de carga se tendrá a la hora de retirar los elementos que estén muy afectados, por lo que la colocación de los puntales debajo de estos es una tarea de máxima prioridad para conservar su estabilidad y que este no colapse. Se empleará el método de intersección para determinar la situación planimétrica de los puntos de detalles (nudos) con respecto a cualquiera de los dos apoyos del puente, midiendo los ángulos entre el apoyo y el nudo, lo cual permitirá conocer la longitud óptima del puntal, y su ubicación exacta bajo los nudos.

Para una posible restauración de la estructura se realizó un estudio de las condiciones actuales del mismo. El correcto diagnóstico, con el apoyo de fichas técnicas encaminadas a mostrar las lesiones imperantes en los elementos que lo conforman, así como sus posibles causas, crea las bases para la elaboración de un proyecto de restauración adecuado.

Las fichas técnicas asumidas pretenden sentar las bases que deben tomarse en cuenta para la ejecución de la restauración. Fueron realizadas en tiempos actuales y muestran las lesiones y condiciones del puente en estos momentos, ventaja que poseen sobre las fichas técnicas redactadas con anterioridad que no contemplan el incremento del daño.



Fig. 3: Corrosión general

Descripción del daño: Se aprecia una corrosión generalizada en toda la superficie del elemento. Se caracteriza por un ataque más o menos uniforme en toda la superficie expuesta con solamente variaciones mínimas en la profundidad del daño.

Posibles causas: Acción del ambiente agresivo costero. Falta de mantenimiento.

Procedimiento de restauración: Se debe remover todo el material extraño para permitir la adhesión adecuada del revestimiento o la pintura. Para esto debe ser removido todo el aceite y grasa, tierra, salpicaduras de soldaduras y depósitos de hierros. En algunos casos o cuando el revestimiento lo amerite, a la superficie se le aplicará un proceso de sand blasting o chorro de arena o chorro de abrasivo, con lo cual se permitirá la eliminación de las sustancias extrañas sobre la superficie y darle el acabado deseado. En las estructuras se pueden emplear recubrimientos especiales para minimizar el ataque de la corrosión. La limpieza puede ejecutarse con solventes los cuales se utilizan para eliminar suciedades, salpicaduras de cemento, sales, aceite y grasa. La limpieza mecánica se realiza con el retiro de la escama suelta del laminado, moho suelto y salpicadura de soldadura que pueden ser quitadas con cepillos de alambre mecánico, esmeriladoras o lijadoras mecánicas. Limpieza a mano en las imperfecciones en las estructuras metálicas con cepillos, raspado, martillado a mano u otros métodos que impliquen el empleo de herramientas manuales de impacto, o combinación de estos métodos. Las pinturas deberán aplicarse fría sobre la superficie perfectamente limpia, e inmediatamente después de la operación de limpieza, con una maquina fija o móvil apta para este trabajo. Se deben seguir todas las recomendaciones del fabricante para la aplicación de la pintura. Los filtros de la máquina de pintura deberán cambiarse antes de que muestren un desgaste avanzado, con el fin de evitar fallas en la aplicación de la pintura imprimadora, se debe tomar en cuenta que el equipo utilizado de la pintura debe de estar en perfectas condiciones para evitar el chorreo o goteo de la pintura.

Recomendaciones: Cuando la sección de un elemento se ve reducida debido a los problemas de corrosión y fisura, se deben tomar en cuenta que los esfuerzos aumentan y por lo tanto se correría el peligro de que el miembro llegue a fallar. Esta reducción de sección no puede sobrepasar el 90% de la sección original del puente, donde se tendría que cambiar el elemento, y si sobrepasa el 70% de la sección original debe ser reforzado.

Método para el mantenimiento: Los intervalos máximos de las inspecciones de rutina deben realizarse cada 6 meses ya que el puente debido a su estado de deterioro tiene una superestructura dañada, por lo que se hace vital su revisión cada 2 meses.

Ninguna parte del puente debe quedarse sin ser revisada durante la inspección práctica al menos 1 vez cada 6 años. Si el escrutinio práctico de un elemento no es realizado durante la inspección de rutina, este debe ser anotado en el reporte de la inspección para tener constancia. Si no se anota, se asume que ya ha sido inspeccionado.



Fig. 4: Unión soldada rota

Descripción del daño: Pérdida de la sección de soldadura ocasionada por la corrosión generalizada que presenta el elemento.

Posibles causas: Acción del ambiente agresivo costero. Falta de mantenimiento. Exceso de carga.

Procedimiento de restauración: Se debe remover todo el material extraño para permitir la adhesión adecuada del revestimiento o la pintura. Para esto debe ser removido todo el aceite y grasa, tierra, salpicaduras de soldaduras y depósitos de hierros. En algunos casos o cuando el revestimiento lo amerite, a la superficie se le aplicará un proceso de sand blasting o chorro de arena o chorro de abrasivo, con lo cual se permitirá la eliminación de las sustancias extrañas sobre la superficie y darle el acabado deseado.

Uniones soldadas rotas o fisuradas: remover toda la suciedad, óxido y pintura a una distancia de 0.6m alrededor de la unión soldada dañada. Limar o amolar la unión soldada dañada para asegurar que la nueva unión soldada quede bien sujeta al metal base. Para fisuras, amolar la unión soldada fisurada hasta que la fisura ya no sea visible, entonces se debe inspeccionar la unión con tintas penetrantes para asegurarse que la fisura ha sido completamente retirada. Luego se debe reemplazar la soldadura. Se debe aplicar pintura o un anticorrosivo al área soldada.

Recomendaciones: Si se llega a tener fisuras en las soldaduras debido a la fatiga, estas deben ser reemplazadas para evitar el colapso de la junta. Se deben reemplazar los conectores cuando estos se dañen debido a problemas de la corrosión y la fatiga de las juntas. Revisar los elementos a los que se va a soldar debido al estado de deterioro.

Método para el mantenimiento: Las inspecciones por fatiga y fractura son de las más importantes en este tipo de puentes, ya que estas pueden conducir a una prematura y posiblemente repentina falla de una porción del puente o del puente entero. Se necesitan 3 factores para que se produzcan fracturas en el material: esfuerzos de tracción, cargas repetitivas y pequeñas discontinuidades en el material que generan grandes concentraciones de esfuerzo, por lo que es imperativo que una fisura por fatiga no quede sin ser revisada porque esta podría propagarse hasta un tamaño que produzca una fractura. En esta inspección se identificarán y registrarán la ubicación de los elementos sensibles a la fatiga y cualquier problema o potencial problema que pueda suceder en estos sitios para poder así determinar la seguridad que posee la estructura. Esta inspección se realizará básicamente en los miembros traccionados del puente.

Ficha técnica 3: Corrosión por picadura

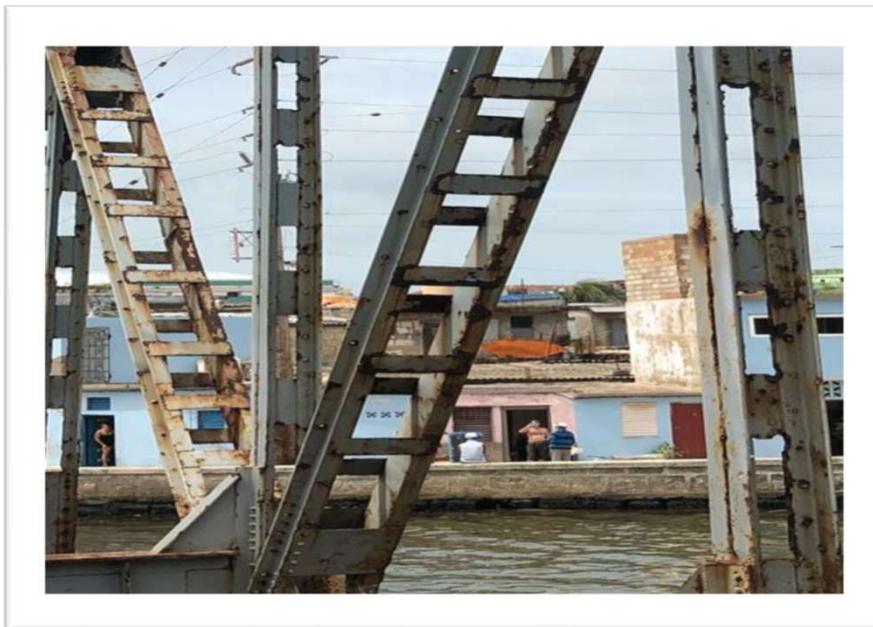


Fig. 5: Corrosión por picadura

Descripción del daño: Parte localizada de la corrosión en la que el ataque está confinado en muchas cavidades pequeñas en la superficie del metal.

Posibles causas: Acción del ambiente agresivo costero. Falta de mantenimiento.

Procedimiento de restauración: Se debe remover todo el material extraño para permitir la adhesión adecuada del revestimiento o la pintura. Para esto debe ser removido todo el aceite y grasa, tierra, salpicaduras de soldaduras y depósitos de hierros.

La pintura deberá aplicarse fría sobre la superficie perfectamente limpia, e inmediatamente después de la operación de limpieza, con una maquina fija o móvil apta para este trabajo. Se deben seguir todas las recomendaciones del fabricante para la aplicación de la pintura. Los filtros de la máquina de pintura deberán cambiarse antes de que muestren un desgaste avanzado, con el fin de evitar fallas en la aplicación de la pintura imprimadora, se debe tomar en cuenta que el equipo utilizado de la pintura debe de estar en perfectas condiciones para evitar el chorreo o goteo de la pintura.

Recomendaciones: Cuando se sospeche que el daño del miembro afecta la estabilidad del puente, se debería calcular los esfuerzos que soporta el miembro basándose en las memorias técnicas de diseño del puente.

Método para el mantenimiento: Intervalos máximos de las inspecciones de rutina deben realizarse cada 6 meses debido a que el puente ,por su avanzado estado de deterioro, tiene una superestructura dañada, lo cual hace vital su revisión cada 2 meses.

Las inspecciones por daño se deben ejecutar cada vez que ocurre un evento climatológico como los ciclones. Deben ser llevadas a cabo por un ingeniero.

Las inspecciones profundas sirven para recolectar y documentar los datos con un detalle suficiente, necesario para determinar la condición física del puente, donde se deben incluir todos los elementos críticos de la estructura.



Fig. 6: Remaches faltantes y flojos

Descripción del daño: Remaches faltantes y flojos.

Posibles causas: Pérdida de resistencia de los elementos debido a la corrosión. Falta de mantenimiento. Exceso de carga.

Procedimiento de restauración: Se debe remover todo el material extraño para permitir la adhesión adecuada del revestimiento o la pintura. Para esto debe ser removido todo el aceite y grasa, tierra, salpicaduras de soldaduras y depósitos de hierros. En algunos casos o cuando el revestimiento lo amerite, a la superficie se le aplicará un proceso de sand blasting o chorro de arena o chorro de abrasivo, con lo cual se permitirá la eliminación de las sustancias extrañas sobre la superficie y darle el acabado deseado. Después de aplicado el sand blasting, si la reducción de la sección sobrepasa el 90% de la sección original del puente, se tendrá que cambiar el elemento, y si sobrepasa el 70% de la sección original debe ser reforzado.

Las juntas remachadas pueden ser reparadas usando varios métodos. Los requerimientos más comunes de reparación son por remaches faltantes o flojos o por tener una pérdida de resistencia en la junta.

- Remaches faltantes o flojos: se debe limpiar la zona de trabajo. Luego se reemplazan los remaches faltantes con pernos de alta resistencia del mismo tamaño a los que se debe ajustar con tuercas. Esto ayuda a soportar las conexiones durante las tareas de reparación. Se debe trabajar un remache a la vez para mantener la correcta distribución de la carga sobre los remaches.
- Juntas con pérdida de resistencia: Se pueden añadir más remaches o pernos a la placa de conexión, cumpliendo con las especificaciones de distancia entre elementos y la distancia de los elementos al borde de la conexión. Se puede colocar una placa de conexión más grande para permitir que se añadan más remaches. Se pueden añadir soldadura a la placa de conexión que tenga la suficiente resistencia para soportar las cargas vivas y de impacto, o la carga total dependiendo de la condición en la que se encuentra la conexión.

Soldando un cubreplaca al miembro a lo largo de un lado de la fisura y calentando el cubreplacas para extender su longitud, mientras esté caliente, soldar el lado opuesto de la placa al miembro. Permitir que la placa se enfríe y se contraiga, esto hará que la fisura se junte. Luego se suelda la fisura y se aplica un filete continuo al cubreplaca.

Recomendaciones: Se deben reemplazar los conectores cuando estos se dañen debido a problemas de la corrosión y la fatiga de las juntas.

Recomendaciones para el cubreplaca:

- Los cubreplacas deben ser soldados con filetes continuos, pernos de alta resistencia o por remaches.
- Donde se encuentre que las superficies de las placas presenten oxidación o corrosión, estas deben ser reemplazadas por placas nuevas.
- Los cubreplacas deben ser del suficiente espesor para prevenir el pandeo sin el uso de sujetadores intermedios.
- Donde pueden ocurrir fisuras por fatiga en la parte superior de las soldaduras en los extremos de los cubreplacas, es recomendado el uso de pernos en los extremos de la placa.
- Cuando el cubreplacas es usado en miembros a compresión, se debe tener cuidado con mantener la simetría de la sección para evitar cargas excéntricas.

Método para el mantenimiento: Los intervalos máximos de las inspecciones de rutina deben realizarse cada 6 meses debido a que el puente debido a su estado de deterioro tiene una superestructura dañada, por lo que se hace vital su revisión cada 2 meses.

Las inspecciones por daño se deben ejecutar cada vez que ocurre un evento climatológico como los ciclones. Debe ser llevada a cabo por un ingeniero.

Ficha técnica 5: Corrosión general.

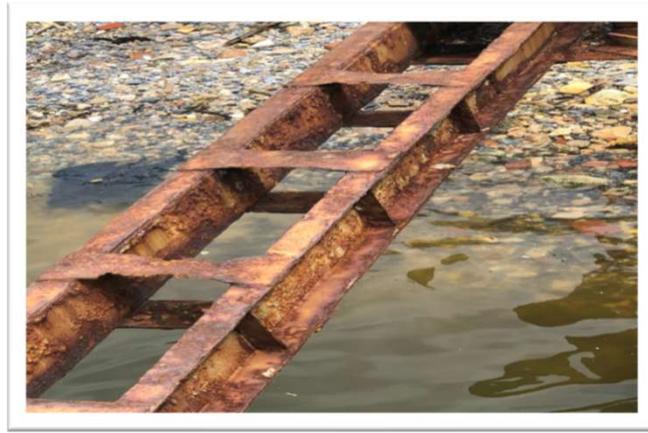


Fig. 7: Corrosión general

Descripción del daño: Se caracteriza por un ataque uniforme en toda la superficie expuesta con solamente variaciones mínimas en la profundidad del daño.

Posibles causas: Acción del ambiente agresivo costero. Falta de mantenimiento.

Procedimiento de restauración: Se debe remover todo el material extraño para permitir la adhesión adecuada del revestimiento o la pintura. Para esto debe ser removido todo el aceite y grasa, tierra, salpicaduras de soldaduras y depósitos de hierros. En algunos casos o cuando el revestimiento lo amerite, a la superficie se le aplicará un proceso de sand blasting o chorro de arena o chorro de abrasivo, con lo cual se permitirá la eliminación de las sustancias extrañas sobre la superficie y darle el acabado deseado. Después de aplicado el sand blasting, si la reducción de la sección sobrepasa el 90% de la sección original del puente, se tendrá que cambiar el elemento, y si sobrepasa el 70% de la sección original debe ser reforzado.

En las estructuras se pueden emplear recubrimientos especiales para minimizar el ataque de la corrosión.

Metal añadido para reforzar: limpiar las superficies metálicas en las cuales el metal va a ser añadido y remover cualquier porción de metal corroída o severamente dañada. Usar soldadura para rellenar fisuras y agujeros, para reemplazar las porciones de metal removidas o para añadir cubreplacas que refuercen los miembros individuales. Cuando haya fisuras se deben asegurar que la soldadura penetre la profundidad total de la fisura. Con agujeros, se debe soldar desde la superficie metálica hasta el centro del agujero evitando dejar espacios vacíos en la soldadura. Reemplazar las porciones de acero removido con aceros que tengan la misma resistencia y si se usó un soplete para cortar el metal, asegurar que los bordes sean amolados para asegurar una buena superficie de soldadura.

Reemplazo de miembros:

Miembros sujetos a tracción: cualquier fuerza de tracción en el miembro debe ser transferido a un sistema temporal de soporte por cable antes de remover el miembro dañado. Añadir un sistema templador de cable a la estructura soportante paralela al miembro que va a ser reemplazado. Transferir la carga soportada por el miembro metálico al cable tensado. Remover y reemplazar el miembro dañado. Remover el sistema temporal de soporte por cable.

Recomendaciones: Cuando la sección de un elemento se ve reducida debido a los problemas de corrosión y fisura, se deben tomar en cuenta que los esfuerzos aumentan y por lo tanto se correría el peligro de que el miembro llegue a fallar. Esta reducción de sección no puede sobrepasar el 90% de la sección original del puente, donde se tendría que cambiar el elemento, y si sobrepasa el 70% de la sección original debe ser reforzado.

Método para el mantenimiento: Pinturas: esto se aplicará si el acero es nuevo o va ser repintado.

Si es nuevo, se debe dar una capa de pintura protectora cuando se compra, luego una capa de pintura protectora y dos capas de pintura en el campo.

Si se va repintar se debe tener en cuenta la condición de la pintura existente. Si se limpia hasta que quede expuesto el metal, se debe aplicar una capa de pintura protectora y dos capas de pintura de color, si se limpia hasta la pintura protectora, se deben poner 2 capas de pintura de color.

Se puede poner también pintura sellante la cual sirve para proteger las intersecciones y los bordes de las superficies metálicas. Esta es una pintura empastada que previene la penetración de la humedad entre las partes metálicas.



De manera general el puente presenta un estado de conservación bastante deteriorado, resaltando como principales lesiones la corrosión general, la ausencia de remaches y la rotura de uniones soldadas. Se presentan como causas fundamentales la acción del ambiente agresivo costero, el exceso de carga y la falta de mantenimiento, recomendándose una intervención inmediata a fin de lograr su conservación por la importancia que posee. Se sugiere cambiar las partes que muestren señales de corrosión o aplicar un tratamiento especial para reponer la pintura y protegerlos [1].

3. CONCLUSIONES

Se realizó un dictamen técnico donde se aplicaron de manera preliminar los métodos de la observación, entrevistas y el estudio documental para la realización del diagnóstico del puente como primera etapa. Resultaron útiles fichas técnicas que comprenden tres partes; una dedicada al diagnóstico, otra a la intervención y la tercera al mantenimiento. Como causa de deterioro sobresalen la falta de mantenimiento y la acción del ambiente agresivo costero. Con un 70% de corrosión en sus uniones inferiores que ponen en peligro su estabilidad, el estado técnico del puente se clasifica de malo, haciéndose necesario una intervención lo más pronto posible.



- [1] AASHTO, "The Manual for Bridge Evaluation", 3rd Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA, 2018.
- [2] AASHTO, "Guide Specifications for Service Life Design of Highway Bridges", 1st Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA, 2020.
- [3] American Welding Society; Manual de Soldadura, vol. 2, 8va edición; Editorial Prentice – Hall Hispanoamericana; Mexico; 1996.
- [4] ANSI/AISC 360 – 16; Specification for Structural Steel Buildings; Chicago Illinois 60601 – 6204 American Institute of Steel Construction; July 7, 2016.
- [5] Bridge Safety Inspection Manual; Publication 238; Commonwealth of Pennsylvania; Department of Transportation; 2nd Edition; 2002.
- [6] Chávez, A. & Rosales, V., "Claves para el adecuado mantenimiento de puentes", 2016. Recuperado de <https://revistaconstruir.com/>
- [7] FHWA, "Uncoated Weathering Steel in Structures", Technical Advisory 5140.22, Washington, D.C., USA, 1989. Recuperado de <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/t514022.cfm>.
- [8] Joint Departments of the Army and Air Force, TM 5-600/AFJPAM 32-1088, Bridge Inspection, Maintenance and Repair; 1994.
- [9] L. G. Arestuche, "Estudio del estado de los Puentes en la Carretera Central en su travesía por Matanzas". Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol. 6(2), pp. 57, 2012.
- [10] L. G. Arestuche, "Reparación del puente Dubrocq". Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol. 7(2), pp. 13, 2013
- [11] Manual of Steel Construction; Load and Resistance Factor Design; Volumen I; Structural Members, Specifications and Codes; 2nd Edition.
- [12] Ministerio de la Construcción – Instituto de Planificación Física (MICONS – IPF). Gaceta Oficial, Resolución Conjunta 1/2020 (GOC-2020-739-081) ISSN 1682-7511
- [13] SSPC; The Society for Protective Coatings, Surface Preparation Specification, Cleaning and Painting, April 2000.
- [14] Tecyrsa, Rehabilitación de puentes y estructuras metálicas, 2017. Recuperado de <http://tecyrsa.com/rehabilitacion-puentes-estructuras-metalicas/>.



Variante Del Sistema Constructivo De Viguetas Y Plaquetas Con Elementos Integrados

Variant Of The Of The Joist And Platelet Construction System With Integrated Elements

Autores:

**Juan Carlos Verdecia Somoano¹, Javier Alejandro García Miranda²
Carlos Rodríguez García³, Adriana Fernández Castillo⁴**

¹ Profesor Asistente, Departamento de Construcciones, Universidad de Matanzas, Carretera a Varadero, km 3 ½, Matanzas, Cuba. email: juan.verdecia@umcc.cu

² Profesor Asistente, Departamento de Construcciones, Universidad de Matanzas, Carretera a Varadero, km 3 ½, Matanzas, Cuba. email: javier.garcia@umcc.cu

³ ECMOT, Jefe de Departamento Técnico Unidad Básica de Servicios Hormigón. Vía Rápida Varadero Cárdenas, Finca La Chachura, Matanzas, Cuba. Teléfono: (53) 4566 2423 email: crodriguez@ehv.cu. Profesor Auxiliar, Departamento Construcciones Universidad de Matanzas, Carretera a Varadero, km 3 ½, Matanzas, Cuba. Teléfono: (53)45256782. email: carlos.rodriguez@umcc.cu

⁴ Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad de Matanzas, Carretera a Varadero, km 3 ½, Matanzas, Cuba. email: adriana.fernandez@umcc.cu

RESUMEN

El sistema constructivo de vigueta y plaqueta constituye una de las soluciones de cubierta y entepiso más utilizadas en la construcción de viviendas en la provincia de Matanzas. La necesidad de edificar y rehabilitar viviendas con grandes luces trajo consigo que existieran cambios en las dimensiones de sus elementos componentes y por consiguiente en su diseño. Estas modificaciones incumplen ciertos parámetros de resistencia y requisitos de durabilidad referentes a los sistemas constructivos de pequeño formato, no estando acorde con las tendencias actuales que rigen el proceso de diseño de estructuras de hormigón armado en Cuba. La investigación propone una variante del sistema constructivo de viguetas y plaquetas con elementos integrados, donde la carpeta de hormigón y una viga de sección trapezoidal conforman una viga de sección T que aporta mayor resistencia al sistema y cumple con los requisitos de durabilidad, además de mantener los principios para los cuales fue creado (maniobrabilidad y economía). Se analizan dos variantes de semi-viguetas, la primera con un puntal en el centro y sin acero negativo, y la segunda con un puntal y con acero negativo, donde según los resultados obtenidos la primera variante es la que resiste el sistema de carga impuesto una vez integrado el sistema entre la viga T y la semivigueta. El principal aporte del trabajo es proporcionar a los organismos encargados de su diseño y construcción una nueva variante acorde con las exigencias que deben cumplir los sistemas constructivos.

Palabras claves: sistema constructivo, hormigón armado, elementos integrados

ABSTRACT

The construction system of joist and platelet constitutes one of the roof and floor solutions most used in the construction of houses in the province of Matanzas. The need to build and rehabilitate houses with large spans led to changes in the dimensions of its component elements and consequently in its design. These modifications fail to meet resistance parameters and durability requirements regarding small-format construction systems, they are not in accordance with current trends that govern the design process of reinforced concrete structures in Cuba. The research proposes a variant of the joist and platelet construction system with integrated elements, where the concrete folder and a trapezoidal section beam form a T-section beam that provides greater resistance to the system and meets the durability requirements, in addition to maintaining the principles for which it was created (maneuverability and economy). Two variants of semi-joists are analyzed, the first with a strut in the center and without negative steel, and the second with a strut and with negative steel, where according to the results obtained, the first variant is the one that resists the imposed load system. once the system is integrated between the T-beam and the semi-joist. The main contribution of the work is to provide the organism in charge of its design and construction with a new variant in accordance with the requirements that construction systems must meet.

Keywords: construction system, reinforced concrete, integrated elements

Nota editorial: Recibido noviembre 2021; Aceptado diciembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

Durante los últimos años en Latinoamérica se ha observado un incremento importante en la construcción de viviendas de interés social (VIS), estas se encuentran localizadas en todo tipo de climas [1]. La infraestructura de viviendas tipo VIS debe presentar un buen nivel de servicio, además que deben cumplir con los requisitos mínimos de calidad y de seguridad estipulados en los códigos de diseño y construcción. Un aspecto importante lo constituye el costo de estas viviendas, que debe ser un costo módico, debido a su alto carácter social.

Las VIS se han convertido en un tema de profunda investigación a nivel internacional, debido al crecimiento poblacional y en constante expansión. Lin [2] dirige su investigación a desarrollar un enfoque institucional y de gobernanza para comprender la construcción de viviendas sociales a gran escala en China, donde muestra que los contextos institucionales específicos y las relaciones y roles de varios actores han afectado la calidad de los proyectos de vivienda social contemporáneos. Existe una pesada carga financiera sobre el gobierno local y los problemas de gestión de los barrios de viviendas sociales en los modos de gobernanza existentes. Una solución para hacer frente a estos problemas es establecer diversas formas de asociaciones de vivienda social, que son responsables de la construcción y gestión de la vivienda social [3].

Julián, et al. [1] mostraron un estudio comparativo de los costos asociados a la construcción de vivienda de baja altura, bajo costo y de interés social. El estudio incluyó tres de los sistemas estructurales más utilizados para la construcción de viviendas de baja altura en Latinoamérica, tales como el sistema tradicional de muros de mampostería confinada, muros de hormigón reforzados con mallas electrosoldadas y muros reforzados con fibras de acero. La comparación de los costos se realizó mediante el análisis de presupuestos, donde se determinó que, desde el punto de vista económico, los sistemas de muros de concretos reforzados con mallas electrosoldadas o con fibras de acero son más favorables que los sistemas de mampostería confinada.

Marrufo, et al. [4] presentan un estudio orientado a innovar dentro de la industria local de construcción en serie para viviendas de interés social en Ciudad Juárez, México, mediante el empleo de los Métodos Modernos de Construcción (MMC). Por tanto, establece ventajas que los contenedores de acero reutilizados, aportan a un proyecto constructivo de este tipo. Los resultados demuestran que la reutilización de contenedores de acero reduce en un 60% la fabricación o construcción de prototipos por métodos tradicionales. La elaboración de cada

vivienda en fábrica reduce la posibilidad de que existan jornadas laborales pérdidas por efectos meteorológicos y otros contratiempos presentes en el método tradicional.

Viegas, et al. [5] presentan el diseño y desempeño térmico de muros acumuladores de calor, Heat Storage Wall (HSW) de materiales mixtos (hormigón y agua) para el calentamiento de viviendas de construcción masiva construidas por el Estado Nacional de Argentina. La propuesta se sustenta debido a la grave escasez de viviendas sociales, donde el Estado Nacional responde a esta escasez de forma cuantitativa más que cualitativa, evitando soluciones arquitectónicas y tecnológicas de bajo mantenimiento para esta problemática.

La cubierta y el entrepiso constituyen las fases de obras que mayor incidencia representan en el costo total de la vivienda, además de ser las de mayor complejidad debido a que sus componentes se encuentran generalmente sometidos a esfuerzos de flexión. Ambos elementos inciden en la seguridad estructural de la vivienda, ya que soportan las sollicitaciones normales de trabajo y las provocadas por los fenómenos meteorológicos. En la construcción y rehabilitación de viviendas para la población, el programa se torna completamente masivo y la utilización de materiales y técnicas que tengan un elevado precio y complejidad de construcción no es una solución viable. En la construcción de viviendas sociales se emplean elementos constructivos prefabricados, que cuentan con dimensiones y peso que permiten su sencilla manipulación y que no requieren alta especialización en el proceso de montaje.

La utilización de sistemas constructivos prefabricados que simplifiquen el proceso de edificación y que agilicen el tiempo de ejecución de la obra se hace una necesidad para el país. Dentro de los sistemas de entrepisos y cubiertas utilizados se encuentra el sistema de vigueta y plaqueta. En la provincia de Matanzas se ha ampliado el uso de esta solución para cubiertas y entrepiso, debido básicamente a tenerse un suministro estable de la solución, a su facilidad constructiva; no llevando alta especialización de la mano de obra ni equipos para montaje para lograr calidad en la ejecución. El mismo se conforma de manera general por viguetas prefabricadas de hormigón armado de sección rectangular que cubren la luz principal, sobre las mismas se colocan plaquetas de hormigón armado (500 x 900 x 50 mm), siendo la luz de trabajo de las plaquetas 900 y 500 mm para cubierta y entrepiso respectivamente. Sobre toda la superficie de la cubierta y entrepiso se coloca una capa continua de hormigón que se denomina carpeta, con un espesor de 6 a 7 cm que cuenta con un armado en forma de malla.

Existe un gran despliegue de este sistema en la provincia de Matanzas, donde ha demostrado sus excelentes características. Según Rodríguez [6], se conoce que un grupo de parámetros analizados en el diseño estructural de este sistema no están acorde con los requerimientos que exponen las tendencias actuales de diseño de estructuras de hormigón en Cuba, dígase resistencia y durabilidad. La presente investigación propone una variante del sistema con elementos integrados que aproveche la capacidad resistente de las viguetas y la carpeta para trabajar en conjunto mediante secciones compuestas.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

A continuación, se describen los parámetros que influyen en el diseño del sistema constructivo propuesto. Se determina el peso máximo con que deben contar los elementos para que puedan ser cargados sin provocar lesiones, se define la sección de la vigueta que permitirá la unión con la carpeta de hormigón al igual que las dimensiones de la plaqueta. Se definen las cargas a las que será sometido tanto de cubierta como de entrepiso y se determinará la resistencia de diseño del sistema propuesto.

2.1 Manipulación de la carga

En la construcción de viviendas para la población es muy común el uso de sistemas constructivos para disminuir tiempos de ejecución y ahorrar encofrados, un gran por ciento de estos sistemas está compuesto por elementos que requieren ser montados manualmente, como ejemplos de estos sistemas se encuentran: vigueta y plaqueta, viga y bovedilla, losa

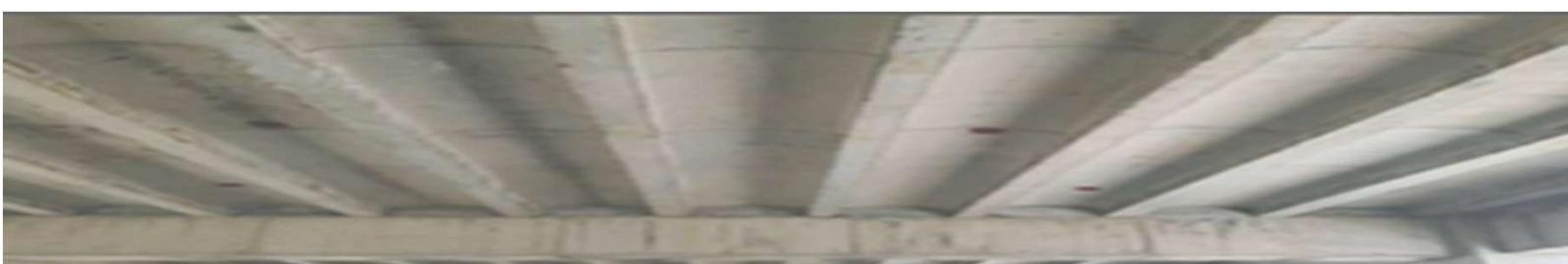
canal invertida, entre otros. La manipulación se debe tener en cuenta en el diseño de las dimensiones de los elementos que componen los sistemas constructivos ya que el peso en muchos casos es responsable de la aparición de fatiga física o bien de lesiones en los trabajadores, originando grandes costos económicos y humanos ya que el trabajador queda incapacitado para realizar su trabajo habitual. Para un correcto diseño de los elementos componentes de los sistemas constructivos es necesario restringir el peso de los mismos para que pueda ser manipulable para el trabajador sin riesgo de lesiones.

La mejora de la seguridad en las construcciones ha sido significativa en las últimas décadas [7, 8], donde varias investigaciones han sido dirigidas a la seguridad de los trabajadores [9-11]. Debido al gran esfuerzo físico que requieren algunos trabajos de construcción, los trabajadores son propensos a sufrir trastornos músculo-esqueléticos [12]. La restricción del peso en los elementos de sistemas constructivos no debe ser el máximo debido a condiciones de trabajo de las obras y del montaje además teniendo en cuenta que el agarre mayormente no es el ideal, una restricción del peso para elementos de sistemas constructivos de 40 kg por trabajador es sensato, pues estaría dentro del rango de los estudios en el área y cumpliría con normativas ergonómicas [13].

Los pesos totales de los elementos deben ser restringidos según su longitud y la cantidad de obreros que serán utilizados para el montaje. La tabla 1 muestra cual debe ser el peso máximo que deben tener las vigas en función de su longitud.

Tabla 1: Peso límite de la vigueta

Longitud (m)	Cantidad de obreros	Peso Límite (kg)
3,00	4	160
3,50	5	200
3,75	5	200
3,90	5	200
4,00	5	200
4,50	5	200
5,00	5	200



2.2 Sección de las semi-viguetas

Se utilizará la sección trapezoidal (Figura 1) ya que estas tienen una alta prestación para el diseño de viguetas de pequeño formato. Su principal ventaja es que brinda una zona extra de apoyo con el fin de colocar las plaquetas sin que el alma de la vigueta sea afectada, además, brinda un mayor aporte del hormigón al tener más sección en la zona comprimida. Estos elementos serán prefabricados y tendrán sección variable y longitud de hasta 5 m.

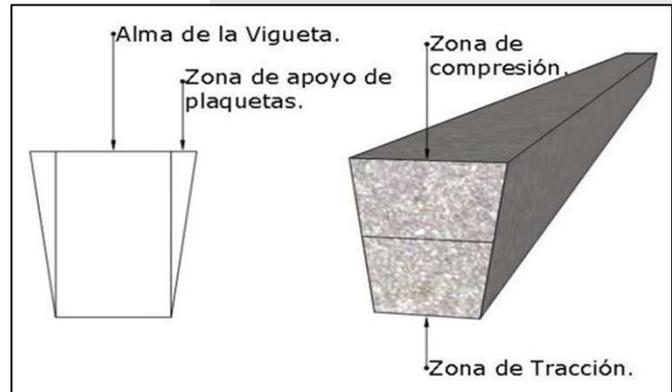


Figura 1: Sección de las semi-viguetas.



Figura 2: Lugar de almacenamiento de las plaquetas de 900 x 500 mm.

2.3 Sección de las plaquetas

Se mantendrán las características geométricas y físicas de las plaquetas que se producen actualmente en la provincia de Matanzas, estas son de hormigón simple de 900 x 500 mm con un espesor de 5 cm y una resistencia a compresión del hormigón de 20 MPa. Colocadas con el módulo de 900 mm en cubierta y de 500 mm en entrepiso. La figura 2 muestra el lugar de almacenamiento.

2.4 Integración de vigueta y carpeta de hormigón armado

El sistema trabajará de forma compuesta, concebido mediante la unión de la semi-vigueta prefabricada con una carpeta de hormigón armado fundido in situ de 5 cm de espesor. La integración de estos dos componentes formará una sección T que resume la estructura de soporte, la cual aprovecha la alta resistencia del hormigón a compresión, aporta una mayor rigidez y menores deflexiones que con los elementos actuando por separado. En la figura 3 se puede observar el sistema resultante con la incorporación de sus elementos en forma colaborativa



Figura 3: Integración de los elementos componentes.

En la figura 4 se delimita la sección T resultante de la unión de la carpeta de hormigón in situ en conjunto con la semi-vigueta.

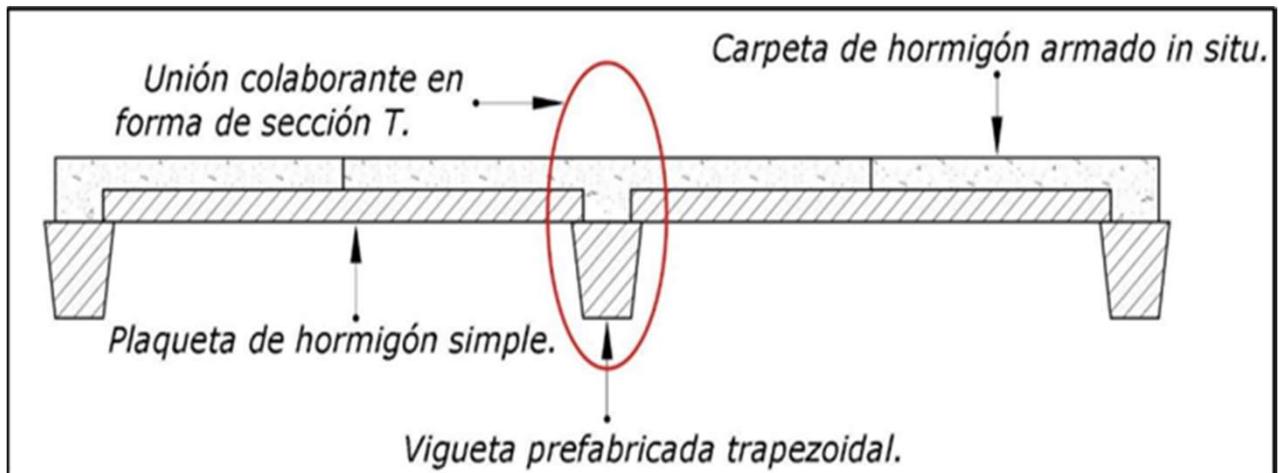


Figura 4: Detalle de la viga T formada de la unión vigueta-carpeta.

2.5 Cargas actuantes

Los valores nominales mínimos de carga debido al uso o explotación, son definidos como los valores más desfavorables para ciertas o posibles condiciones de uso normal de las edificaciones. Para los efectos del cálculo y diseño se utilizarán en la norma cubana NC 284 : 2003 [14].

Cargas de uso:

1. Para entepiso se seleccionó $1,5 \text{ kN/m}^2$ que corresponde al valor de "habitaciones de viviendas comunes".
2. Para cubiertas se seleccionó $0,8 \text{ kN/m}^2$ que corresponde a "desagüe libre y accesible solo a mantenimiento".
3. Para el cálculo de la semi-vigueta se tendrá en cuenta una carga de uso de $2,5 \text{ kN/m}^2$ que corresponde al tránsito de los obreros con equipos sobre ellas.

Como solución de impermeabilización de la cubierta se tomarán 3 capas de papel o fieltro asfáltico, asfalto y gravilla, con una densidad superficial de $0,4 \text{ kN/m}^2$ la establecida por NC 283 : 2003 [15]. Como solución de piso se escogerá losas cerámicas de 20 mm de espesor y densidad igual a $0,20 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$, el mortero de cemento Portland para colocar la losa tendrá 15 mm, densidad de 20 kN/m^3 y relleno de 50 mm. La calidad del hormigón

dependerá del nivel de agresividad del ambiente, el hormigón armado colocado in situ tendrá una densidad de 24 kN/m^3 con una compactación normal, el hormigón armado producido en planta tendrá una densidad de 25 kN/m^3 para una compactación intensa y el mortero de cemento Portland para plaquetas tendrá una densidad de 20 kN/m^3 .

2.6 Requisitos de durabilidad

Hoy en día en el diseño de estructuras de hormigón armado no basta solamente con hacer diseños estructurales que resistan las cargas actuantes, hay que tener en cuenta los requisitos de durabilidad los cuales están directamente relacionados con el medio ambiente, el recubrimiento del acero y la calidad del hormigón determinada por su resistencia a compresión, en lo que influye la relación agua/cemento, su consistencia, compactación, curado, etcétera. Para el diseño del sistema se utilizarán los parámetros que fijan una duración de las estructuras mayor o igual a 50 años según NC 250 : 2005 [16]. En la investigación se utilizará la NC 207 : 2019 [17] para la realización de los cálculos estructurales.

3. RESULTADOS

A continuación, se muestra y describe el resultado del diseño del sistema constructivo de viguetas y plaquetas con elementos integrados. El total de luces diseñadas de las viguetas son siete, las cuales se mantuvieron del sistema constructivo de viguetas y plaquetas convencional. Siendo Matanzas una provincia con muchas zonas de alta agresividad, para esta investigación se diseñó el sistema solo para un ambiente agresivo.

3.1 Diseño de la semi-vigueta a flexión considerando una redistribución de momento del 100% (Variante 1)

En este diseño se asume que la semi-vigueta se fisura producto de un puntal, donde se forma una articulación plástica y existe una redistribución de momento del 100%, proporciona el momento más crítico, vigueta que no requiere de acero negativo y se tendrá en cuenta una variante para el nivel de agresividad más alto. La figura 5 muestra la distribución de momentos de esta variante, la tabla 2 brinda los datos del armado en cada caso según las luces donde se observa que los pesos de las semi-viguetas cumplen con los pesos límites planteados.

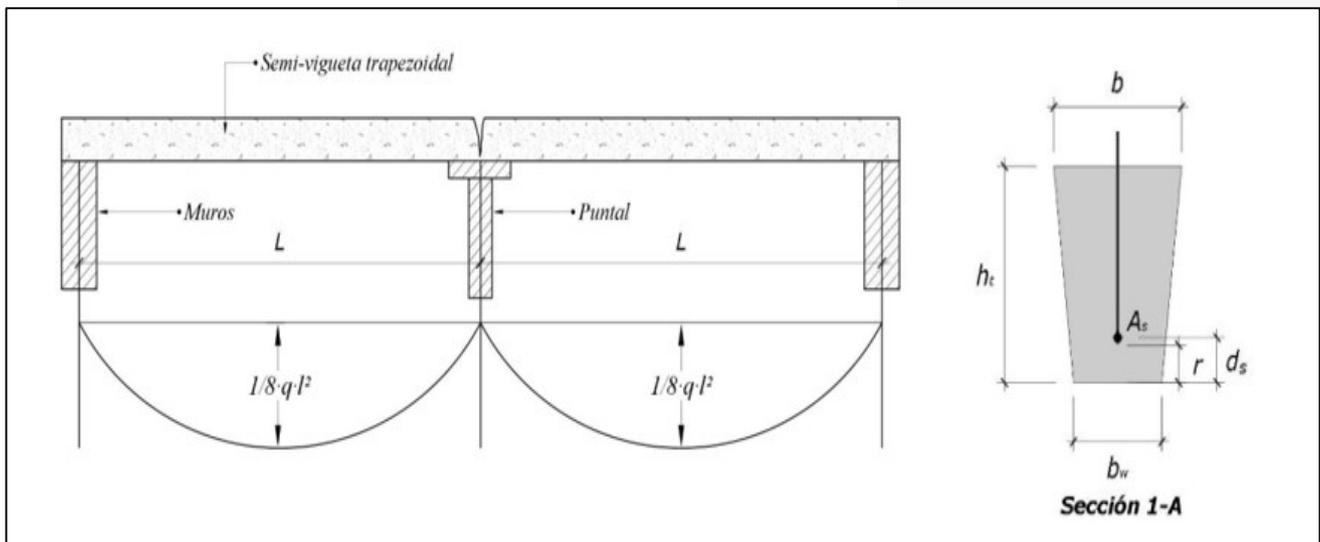


Figura 5: Detalle de la semi-vigueta con fisuración producto a puntal.

Resultados del diseño de la semi-vigueta trapezoidal a flexión sometida a un ambiente de alta agresividad ($f_c=30$ MPa)									
Viguetas	Longitud (m)	Peralto total ht(cm)	bw (cm)	b (cm)	Fy (MPa)	ds (cm)	rn (cm)	Acero Positivo \varnothing (mm)	Peso (kg)
Vigueta 1	3,00	11	5	10	300	4,6	4	12,7	59
Vigueta 2	3,50	12	5	10	300	4,8	4	15,9	75,6
Vigueta 3	3,75	12	5	10	300	4,8	4	15,9	81
Vigueta 4	3,90	13	5	10	300	4,8	4	15,9	91,26
Vigueta 5	4,00	13	5	10	300	4,8	4	15,9	93,6
Vigueta 6	4,50	13	7	12	300	4,9	4	19,1	133,38
Vigueta 7	5,00	15	7	12	300	4,9	4	19,1	171

3,2 Resultado de la semi-vigueta trapezoidal a flexión considerando una viga continua de dos claros (Variante 2)

En esta variante de diseño de la semi-vigueta no ocurre la fisuración en el centro de la luz, por lo que se obtiene un momento negativo que requiere de refuerzo y disminuye el momento positivo, por lo que se obtiene menos área de acero en tracción. En la figura 6 se muestra el esquema de distribución de momentos; en la tabla 3 se encuentran los datos del armado y se puede observar que, con respecto a pesos en kg, esta variante no tiene mucha diferencia con la anterior.

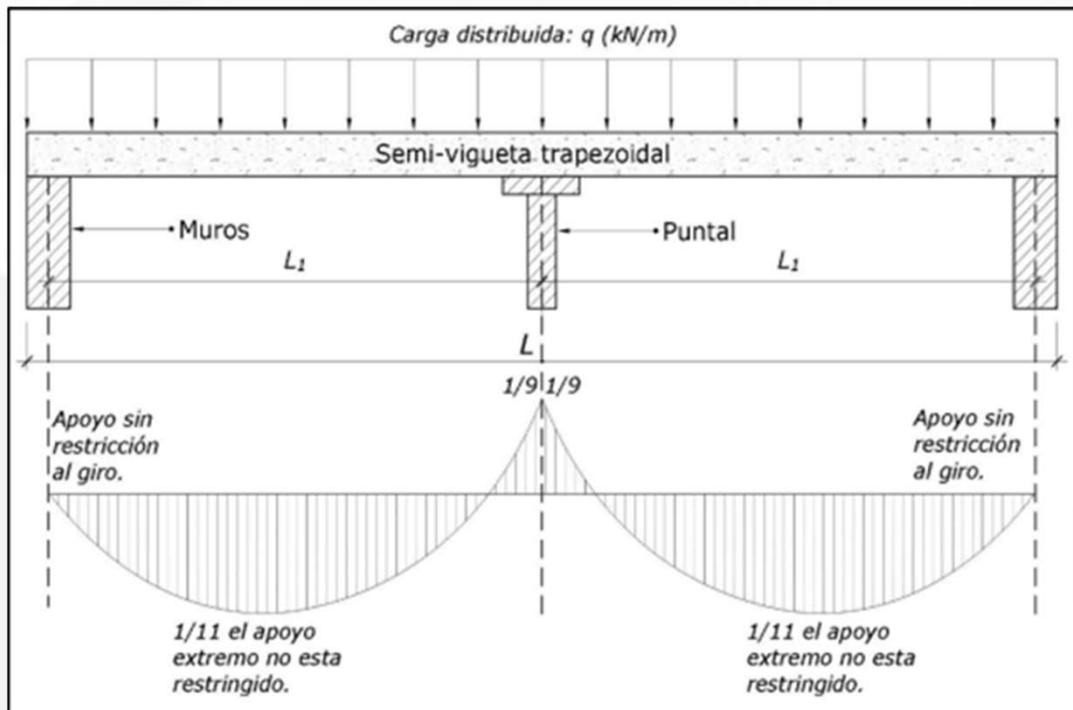


Figura 6: Detalle de la semi-vigueta con acero negativo producto del puntal.

Tabla 3: Dimensiones y refuerzo de la semi-vigueta sometida a un ambiente de alta agresividad.

Resultados del diseño de la semi-vigueta trapezoidal a flexión sometida a un ambiente de alta agresividad ($f'_c=30$ MPa)									
Viguetas	Longitud (m)	Peralto total ht (cm)	b_w (cm)	b (cm)	F_y (MPa)	d_s (cm)	r_n (cm)	Acero Positivo \varnothing (mm)	Peso (kg)
Vigueta 1	3,00	11	5	10	300	5,27	3,00	15,9	59,4
Vigueta 2	3,50	12	5	10	300	5,27	3,00	15,9	75,6
Vigueta 3	3,75	12	5	10	300	5,27	3,00	15,9	81
Vigueta 4	3,90	12	5	10	300	5,43	3,00	19,1	84,24
Vigueta 5	4,00	13	5	10	300	5,27	3,00	15,9	93,6
Vigueta 6	4,50	13	7	12	300	5,43	3,00	19,1	133,38
Vigueta 7	5,00	14	7	12	300	5,43	3,00	19,1	159,6

3.3 Resultados de la viga compuesta en forma T a flexión

Para el diseño de la viga T se utilizaron las cargas de la cubierta y las áreas de acero obtenidas en la semi-vigueta trapezoidal. Con las semi-viguetas y su armado se determinó el momento resistente de la sección y se comparó con el momento actuante. La figura 7 muestra los casos de diseño para las dos variantes mencionadas anteriormente.

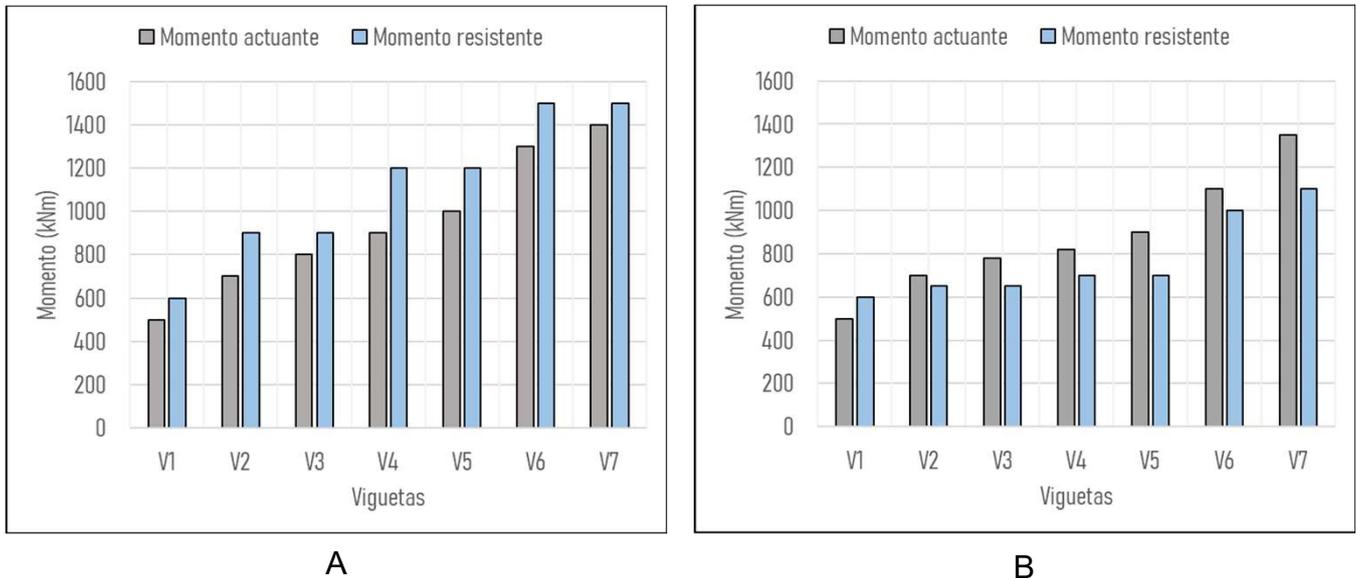


Figura 7: Comparación Momento actuante vs Momento resistente A. Sección T integrada considerando redistribución de momento del 100 % (Variante 1), B. sección T integrada considerando una viga continua de dos claros (Variante 2).

En la primera variante del diseño como se muestra en la figura 7 los momentos resistentes son mayores que los momentos actuantes en todos los casos, por lo que las áreas de acero y la sección obtenida en la semi-vigueta para el Dominio 3 fueron suficiente para soportar las cargas actuantes una vez conformada la sección T. Se considera que el diseño cumple con los requerimientos de resistencia y asegura la ductilidad deseada. En la segunda variante, mostrada en la figura 8, los momentos resistentes son menores que los momentos actuantes en la mayoría de los casos, lo que significa que las áreas de acero y las secciones obtenidas en la semi-vigueta no son suficiente para soportar las cargas que actúan sobre la viga T. Para utilizar la segunda variante como diseño habría que aumentar el área en tracción, pero se estaría colocando demasiado acero para satisfacer un momento más pequeño que actúa sobre la semi-vigueta, disminuye la profundidad del bloque de compresiones, lo que conlleva a que el diseño se desplace hacia el Dominio 3a o 4, donde se atenta contra las condiciones de racionalidad, economía, mejora de la deformabilidad y pérdida de la ductilidad del diseño. Por lo antes expuesto se utilizará la primera variante.

En la tabla 4 se muestran las características del armado según las luces de la viga T formada por la unión de la carpeta con la viga trapezoidal.

Tabla 4: Dimensiones y refuerzo de la viga T integrada sometida a un ambiente de alta agresividad.

Resultados del diseño de la viga T a flexión sometida a un ambiente de alta agresividad ($f'c=30\text{MPa}$)								
Viguetas	Longitud (m)	Peralto total ht (cm)	bw (cm)	b (cm)	Fy(MPa)	ds (cm)	rn (cm)	Acero Positivo \varnothing (mm)
Vigueta 1	3,00	21	5	75	300	300	4,14	12,7
Vigueta 2	3,50	22	5	85	300	300	4,30	15,9
Vigueta 3	3,75	22	5	85	300	300	4,30	15,9
Vigueta 4	3,90	23	5	85	300	300	4,30	15,9
Vigueta 5	4,00	23	5	85	300	300	4,30	15,9
Vigueta 6	4,50	23	7	87	300	300	4,30	19,1
Vigueta 7	5,00	24	7	87	300	300	4,30	19,1

3.4 Diseño del cortante en la semi-vigueta

En el caso del cortante, el cortante crítico se encuentra en la semi-vigueta, antes de actuar en conjunto con la carpeta, la tabla 5 muestra el resultado de los espaciamientos según las luces de las viguetas.

Tabla 5: Dimensiones y refuerzo de la viga T integrada sometida a un ambiente de alta agresividad

Resultados de la semi-vigueta a cortante en ambiente de alta agresividad:						
Viguetas	Longitud (m)	Peralto total (cm)	Fy (MPa)	Diámetro de acero \varnothing (mm)	ds (cm)	Espaciamientos (cm)
Viguetas 1	3,00	11	300	6	4,64	23
Viguetas 2	3,50	12	300	6	4,80	21
Viguetas 3	3,75	12	300	6	4,80	18
Viguetas 4	3,90	13	300	6	4,80	22
Viguetas 5	4,00	13	300	6	4,80	20
Viguetas 6	4,50	13	300	6	4,96	28
Viguetas 7	5,00	13	300	6	4,96	20

3.5 Diseño de la carpeta de hormigón fundido in situ

La carpeta de hormigón fundida in situ se diseñó a flexión y se determinaron los espaciamientos del acero principal o de carga y el acero por temperatura. En la figura 8 se muestra el esquema de colocación de los aceros y en la tabla 5 los espaciamientos según las luces.

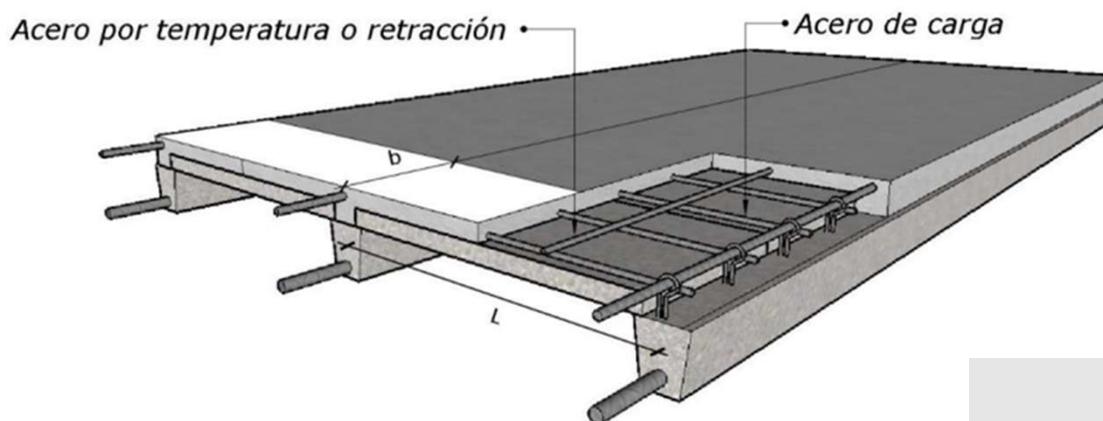


Figura 8: Esquema de colocación de acero de la carpeta.

Tabla 5: Dimensiones y refuerzo de la carpeta de hormigón in situ.

Resultados del diseño de la carpeta a flexión								
Viguetas	Longitud (m)	Peralto ht (cm)	b (cm)	Fy (MPa)	ds (cm)	Diámetro del acero Ø (mm)	Espaciamientos (cm)	
							10	25
Viguetas 1	0,95	5	100	300	2	6	10	25
Viguetas 2	0,95	5	100	300	2	6	10	25
Viguetas 3	0,95	5	100	300	2	6	10	25
Viguetas 4	0,95	5	100	300	2	6	10	25
Viguetas 5	0,95	5	100	300	2	6	10	25
Viguetas 6	0,97	5	100	300	2	6	10	25
Viguetas 7	0,97	5	100	300	2	6	10	25

4. CONCLUSIONES

El uso de sistemas constructivos de pequeño formato es ampliamente usado en la construcción de viviendas sociales en Cuba. Dentro de las características que deben poseer estos sistemas se encuentra la economía y la necesidad de que sus dimensiones permitan su montaje manual. El sistema de cubierta y entrepiso de viguetas y plaquetas es usado en gran parte de las viviendas sociales de Matanzas, aunque investigaciones han demostrado que un grupo considerable de parámetros analizados del diseño estructural de este sistema, no están acorde con los requerimientos que exponen las tendencias actuales de diseño de estructuras de hormigón en Cuba. El sistema propuesto constituye una variante al sistema constructivo de viguetas y plaquetas. Las secciones logradas de las semi-viguetas son de forma trapezoidal con un peso que facilita el montaje manual. Antes del vertido del hormigón de la carpeta, las semi-viguetas deben llevar un puntal en el centro de su luz, donde se analizaron dos variantes, con acero negativo en el área del puntal y sin acero negativo, permitiendo la fisuración en la zona de momento negativo. Según los resultados obtenidos la segunda variante cumple con los requisitos de resistencia una vez conformado el sistema. Al hormigonar la carpeta de hormigón se integra a la semi-vigueta formando una viga con sección T con gran capacidad de carga, resultando en un sistema colaborante donde cada elemento aporta estructuralmente a la resistencia.

1. C. Julián, A. William, and E. Fabián, "Evaluación de los costos de construcción de sistemas estructurales para viviendas de baja altura y de interés social," *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, vol. 16, no. 4, pp. 479-490, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.riit.2015.09.001>
2. Y. Lin, "An institutional and governance approach to understand large-scale social housing construction in China," *Habitat International*, vol. 78, pp. 96-105, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.habitatint.2018.06.001>
3. Y. Lin, Z. Liu, and S. Wang, "The Reference for Chinese Public Rental Housing from the Dutch Experience," *Urban Planning International*, vol. 32, pp. 138-145, 2017. <https://doi.org/10.22217/upi.2015.354>
4. A. Marrufo *et al.*, "Technical-economic evaluation in the use of steel containers for serial construction in social interest housing," in *2018 XIV International Engineering Congress (CONIIN)*, 2018, pp. 1-5. 10.1109/CONIIN.2018.8489785
5. G. M. Viegas *et al.*, "Heat storage wall made of concrete and encapsulated water applied to mass construction social housing in temperate climates," *Energy and Buildings*, vol. 159, pp. 346-356, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2017.11.001>
6. C. Rodríguez, "Optimización del diseño del sistema de entrepiso y cubierta de viguetas y plaquetas," Tesis de maestría, Departamento de Construcciones, Universidad de Matanzas, Cuba, 2018. <http://cict.umcc.cu/repositorio/tesis/Tesis%20de%20Maestr%C3%ADa/Ingenier%C3%ADa%20Asistida%20por%20Computadora/2018>
7. H.-C. Seo *et al.*, "Analyzing safety behaviors of temporary construction workers using structural equation modeling," *Safety Science*, vol. 77, pp. 160-168, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.ssci.2015.03.010>
8. H. Li *et al.*, "Proactive behavior-based safety management for construction safety improvement," *Safety Science*, vol. 75, pp. 107-117, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.ssci.2015.01.013>
9. M. Mazlina Zaira and B. H. W. Hadikusumo, "Structural equation model of integrated safety intervention practices affecting the safety behaviour of workers in the construction industry," *Safety Science*, vol. 98, pp. 124-135, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.ssci.2017.06.007>
10. M. Shin *et al.*, "A system dynamics approach for modeling construction workers' safety attitudes and behaviors," *Accident Analysis & Prevention*, vol. 68, pp. 95-105, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.aap.2013.09.019>
11. S. Subedi and N. Pradhananga, "Sensor-based computational approach to preventing back injuries in construction workers," *Automation in Construction*, vol. 131, p. 103920, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103920>
12. X. Yan *et al.*, "Wearable IMU-based real-time motion warning system for construction workers' musculoskeletal disorders prevention," *Automation in Construction*, vol. 74, pp. 2-11, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2016.11.007>
13. L. F. Idrovo, "Análisis de las lumbalgias generadas por posturas forzadas en el personal de obreros oficiales en las obras de construcción de viviendas en la urbanización La Romareda en el proceso de fundición de losas en el año 2014. Establecer formas de trabajo utilizando medios apropiados de levantamiento de cargas.," Master Thesis, Facultad de Ingeniería Industrial, Universidad de Guayaquil, Ecuador, 2016. <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/21261>
14. NC 284 : 2003 Edificaciones. Cargas de uso, La Habana, Cuba.
15. NC 283 : 2003 Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño, La Habana, Cuba.
16. NC 250 : 2005 Requisitos de durabilidad para el diseño y construcción de edificaciones y obras civiles de hormigón estructural, La Habana, Cuba.
17. NC 207 : 2019 Requisitos Generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón, La Habana, Cuba.
18. A. Karji *et al.*, "Assessment of Social Sustainability Indicators in Mass Housing Construction: A Case Study of Mehr Housing Project," *Sustainable Cities and Society*, vol. 50, p. 101697, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2019.101697>



Diseño De Elementos De Hormigón Armado Con Barras De PRF Para Secciones Hiporreforzadas

Design Methodology Of FRP – Reinforced Concrete Sections For Reinforcement Lower Than The Balanced Ratio.

Autores:

Gabriel Martínez Licea¹, Isel del Carmen Díaz Pérez², Hugo Rafael Wainshtok Rivas³

¹ Estudiante de ingeniería civil 5to año, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE), Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, email: gamarlic2709@gmail.com

² Ingeniera Civil, Máster en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE), Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, email: iseldiaz77@gmail.com

³ Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE), Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, email: hugow@tesla.cujae.edu.cu

RESUMEN

El diseño estructural de elementos de hormigón armado con barras de polímero reforzados con fibras (PRF), por estado límite último a flexión, se realiza aplicando las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones y de equilibrio de momentos y fuerzas de la sección. La base del procedimiento es similar a su homólogo con barras de acero. Para secciones con cuantías de refuerzo de PRF inferiores a la balanceada, la deformación del hormigón es variable y su contribución a compresión no debe ser analizada mediante un bloque rectangular equivalente constante, lo cual complejiza el análisis de este tipo de sección. En este trabajo se desarrolla una metodología de diseño para secciones hiporreforzadas, nombrada por los autores como método gráfico, cuya ventaja principal radica en la posibilidad de obtener las variables que describen el comportamiento de la sección, a través de un procedimiento no iterativo. Comparaciones con los resultados experimentales demuestran que la metodología de diseño propuesta es válida.

Palabras claves: diseño, polímero reforzado con fibras (PRF), sección hiporreforzada.

ABSTRACT

The design of fiber – reinforced polymer (FRP) – reinforcement concrete members for flexure is carried out applying the force equilibrium and strain compatibility equations. The base of the procedure is analogous to the design of steel – reinforced concrete members. However, the equivalent rectangular stress block parameters are not applicable for FRP – Reinforced concrete sections with reinforcement lower than the balanced ratio because the concrete strain is variable. In consequence, the analysis of this section become complex. In this work is developed a design methodology, named by the authors as graphic method, whose advantage is the possibility to obtain the variables that describe the section behavior, applying a non-iterative method. Comparisons with experimental results demonstrated that the proposed methodology is valid.

Keywords: design, fiber – reinforced polymer (FRP), underreinforcement section.

Nota editorial: Recibido noviembre 2021; Aceptado diciembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

Los polímeros reforzados con fibras (PRF) son materiales compuestos por fibras embebidas en una matriz de resina que puede ser epóxica, de poliéster o de vinyl. Las propiedades mecánicas de este material dependen principalmente del tipo de fibra, las más utilizadas son: vidrio, aramida, carbón y basalto [1]. El uso de barras de PRF como refuerzo de elementos de hormigón ha sido ampliamente estudiado [2-8]. Entre sus principales ventajas al compararse con el acero se mencionan: su alta resistencia mecánica a tracción, el no ser un material corrosivo, su absoluta transparencia electromagnética y su bajo peso [1]. Su ventaja principal es la durabilidad [9-11]. A su vez, las barras de PRF tienen características que limitan su uso en lugar de las barras de acero, tales como: el ser un material frágil con menor módulo de elasticidad, su menor resistencia ante los efectos de las altas temperaturas y su menor resistencia mecánica ante sollicitaciones a cortante y a compresión debido a su anisotropía [1].

El diseño estructural de elementos de hormigón armado con barras de polímero reforzados con fibras (PRF), por estado límite último a flexión, se realiza aplicando las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones y de equilibrio de momentos y fuerzas de la sección. La base del procedimiento es similar a su homólogo con barras de acero. La frontera balanceada o fallo simultáneo en los elementos de hormigón armado con PRF ocurre cuando el hormigón alcanza su deformación última a compresión y el refuerzo alcanza su deformación

última a tracción. Debido a la ausencia de ductilidad en comparación con el acero, se sugiere el diseño de secciones hiperreforzadas [12], ya que la deformación del elemento unida al agrietamiento progresivo del hormigón indica el inminente fallo, en lugar del fallo brusco del refuerzo de PRF en secciones hiporreforzadas. No obstante, el diseño de elementos con cuantías inferiores a la balanceada es también aceptado, siempre y cuando se cumplan los chequeos del estado límite último y de servicio [12].

En el análisis de la sección hiporreforzada debe aceptarse que la deformación del hormigón a compresión (ϵ_c') es variable, en dependencia de la carga actuante [12]. Esto implica que varíe el valor de la profundidad de la línea neutra c y los coeficientes de transformación de la distribución de esfuerzos del hormigón a un diagrama rectangular equivalente (α y β), por lo cual se incrementa la dificultad en el análisis [1, 13].

En las guías de diseño consultadas [14-16] no se menciona un procedimiento explícito para el diseño hiporreforzado. En la norma del ACI (American Concrete Institute) [12] se propone un método que se basa en suponer un diagrama rectangular equivalente de altura $c\beta_1$ y tensión uniforme igual a $0.85f_c'$ para cuantificar el aporte del hormigón, lo cual constituye una simplificación que permite resolver el problema matemático planteado anteriormente. El área de refuerzo se obtiene a partir del reacomodo de la ecuación (1) que resulta al aplicar el equilibrio de momentos en la sección.

$$M_r = \phi A_f f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) \quad (1)$$

Siendo

- ϕ → Factor de seguridad para cuantías menores o iguales que la balanceada $\phi = 0.55$ [12].
- A_f → Área de refuerzo de PRF.
- f_{fu} → Resistencia de diseño a tracción del refuerzo PRF, considerando la reducción por condiciones ambientales.
- d → Peralto efectivo de la sección transversal.
- β_1 → Coeficiente que tiene en cuenta la posición de la línea neutra en la sección fisurada según el método de la norma del ACI [12]. Se obtiene a partir de la ecuación (2).

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85, & \text{Si } f_c' \leq 28 \text{ MPa} \\ 1.05 - \frac{f_c'}{140} \geq 0.65, & \text{si } f_c' > 28 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2)$$

- c_b → Profundidad de la línea neutra en el fallo balanceado. Se obtiene al aplicar la compatibilidad de deformaciones en la frontera balanceada según la ecuación (3).

$$c_b = \frac{0.003 d}{\epsilon_{fu} + 0.003} \quad (3)$$

Sin embargo, el método de la norma del ACI [12] no brinda la posibilidad de calcular las variables que describen el comportamiento de la sección: la deformación del hormigón a compresión, los coeficientes de transformación a diagrama rectangular equivalente, la profundidad de la línea neutra, la profundidad del bloque de compresiones (a) y la curvatura (ϕ) de la sección. El conocimiento de estas variables resulta de vital importancia en el estudio del comportamiento del elemento y su ductilidad, así como para identificar la forma de trabajo de la sección en el caso de aquellas de geometrías no rectangulares

Por otro lado, en el Manual de Diseño preparado por ISIS (Intelligent Sensing for Innovative Structures) Canadá [13] y en la investigación realizada por Wainshtok, Caneiro y Díaz [1], la dificultad en el análisis se resuelve aplicando un procedimiento mediante el cual se establecen las relaciones entre las incógnitas que aparecen al aceptar la deformación variable del hormigón a compresión. Esto posibilita la obtención de las variables que describen el comportamiento de la sección, pero solo a través de un procedimiento iterativo que resulta complicado sin la utilización de herramientas informáticas debido al extenso desarrollo matemático que se debe realizar.

El objetivo de este trabajo es proponer y validar una metodología de diseño de elementos de hormigón armado con barras de Polímero Reforzado con Fibras (PRF) para secciones hiporreforzadas, que posibilite la obtención de las variables que describen el comportamiento de la sección aplicando un método no iterativo.



2. DESARROLLO

La base del desarrollo de la metodología de diseño propuesta en este trabajo es el establecimiento de las relaciones entre las variables incógnitas, a partir de la investigación de Wainshtok, Caneiro y Díaz [1], proceso que se fundamenta en iteraciones sucesivas sobre la ecuación de equilibrio de fuerzas, hasta llegar a determinar la posición de la línea neutra que garantice su cumplimiento. La vía que se propone es la representación gráfica y de funciones para conformar un ábaco de diseño. A continuación se realiza el desarrollo de este método, nombrado por los autores como el método gráfico para el diseño de secciones hiporreforzadas.

Las principales hipótesis para el diseño por estado límite de resistencia a flexión, según la norma del ACI [12] y que se aceptan en el siguiente trabajo son:

1. Se acepta la perfecta adherencia entre la barra de refuerzo de PRF y el hormigón, por lo cual es posible aplicar las relaciones de compatibilidad entre deformaciones.
2. Las secciones que eran planas antes de deformarse continúan siéndolo hasta el agotamiento, lo que permite establecer proporciones entre las deformaciones y la profundidad de la línea neutra de la sección.
3. Se desprecia el aporte del hormigón a tracción.
4. La ecuación constitutiva de la barra de refuerzo de PRF se corresponde con la Ley de Hooke.
5. La deformación unitaria última del hormigón a compresión es $\epsilon'_{cu} = 0.003$.
6. La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el hormigón, y la deformación que experimenta este material, puede considerarse parabólica, proponiéndose utilizar la ley esfuerzo – deformación sugerida por Todeschini, Bianchini y Kesler [18] representada en la figura 1. Su ley constitutiva se presenta en la ecuación (4).

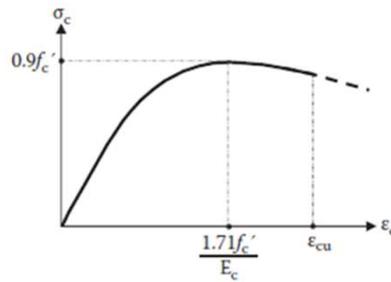


Figura 1. Ley esfuerzo – deformación sugerida por Todeschini. Fuente: Nanni, Luca y Zadeh [17]

$$\sigma'_c = f'_c \left[\frac{2\Omega}{1+\Omega^2} \right] \quad (4)$$

Siendo:

- $\sigma'_c \rightarrow$ Esfuerzo a compresión del hormigón en función de su deformación unitaria (ϵ'_c).
- $f'_c \rightarrow$ Esfuerzo máximo a compresión que alcanza el hormigón. Se calcula a partir de la ecuación (5).

$$f'_c = 0.9f'_c \quad (5)$$

- $\Omega \rightarrow$ Relación entre la deformación unitaria a compresión del hormigón (ϵ'_c) y la deformación unitaria en que el hormigón alcanza su máximo valor de esfuerzo a compresión (ϵ_o), ecuación (6).

$$\Omega = \frac{\epsilon'_c}{\epsilon_o} \quad (6)$$

El valor de ϵ_o se obtiene a partir de la ecuación (7):

$$\epsilon_o = 1.71 \frac{f'_c}{E_c} \quad (7)$$

- $E_c \rightarrow$ Módulo de deformación longitudinal secante del hormigón, estimado según la ecuación (8).

$$E_c = \begin{cases} 4700 \sqrt{f'_c}; & \text{Para hormigón de peso normal } w_c > 23 \text{ kN/m}^3 \\ 43w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}; & \text{Para hormigón liviano } 15 \text{ kN/m}^3 \leq w_c \leq 23 \text{ kN/m}^3 \end{cases} \quad (8)$$

2.1 Momento resistente y área de refuerzo para secciones hiporreforzadas

Para la construcción del modelo que se propone, se acepta una distribución que depende de la deformación máxima que alcance el hormigón a compresión, y se transforma a un diagrama de tensiones rectangular equivalente de altura $\beta\epsilon'_c$ y tensión uniforme en dicha altura igual a $\alpha f'_c$. Los coeficientes α y β se obtienen a partir del cumplimiento de la igualdad de la posición y el valor de la fuerza en compresión del hormigón. El resultado del desarrollo matemático realizado por Wainshtok, Caneiro y Díaz [1] es el presentado en las ecuaciones (9) y (10):

$$\beta = \frac{2\Omega \ln(1+\Omega^2) + 4 \arctan(\Omega) - 4\Omega}{\Omega \ln(1+\Omega^2)} \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{1}{\beta} * \frac{\ln(1+\Omega^2)}{\Omega} \quad (10)$$

La profundidad de la línea neutra (c), se obtiene al aplicar la compatibilidad entre deformaciones, según la ecuación (11):

$$c = \frac{\varepsilon'_c d}{\varepsilon'_c + \varepsilon_{fu}} \quad (11)$$

Siendo:

- $\varepsilon_{fu} \rightarrow$ Deformación unitaria última a tracción del refuerzo.

Sustituyendo la expresión (6) despejada $\varepsilon'_c = \varepsilon_o \Omega$ en la ecuación (11), se obtiene una función del tipo $c = f\left(\Omega; \frac{\varepsilon_{fu}}{\varepsilon_o}\right) * d$, como se muestra en la ecuación (12):

$$c = \frac{\varepsilon_o \Omega d}{\varepsilon_o \Omega + \varepsilon_{fu}} = \frac{\Omega d}{\Omega + \frac{\varepsilon_{fu}}{\varepsilon_o}} \quad (12)$$

La ecuación (13) para determinar el momento resistente de una sección rectangular con refuerzo simple se obtiene a partir del equilibrio de momentos de la sección.

$$M_r = \phi \alpha f'_c \beta c b \left(d - \frac{\beta c}{2}\right) \quad (13)$$

Siendo:

- $b \rightarrow$ Ancho de la sección transversal.

Con el objetivo de llegar a una función de momento resistente del tipo $M_r = \phi f'_c b d^2 f\left(\Omega; \frac{\varepsilon_{fu}}{\varepsilon_o}\right)$ se sustituyen las expresiones (9), (10) y (12) en (13) y reorganizando los términos se obtiene la ecuación (14):

$$M_r = \phi f'_c b d^2 \left\{ \frac{\ln(1+\Omega^2)}{k_1+\Omega} - \frac{\Omega \ln(1+\Omega^2) + 2 \arctan(\Omega) - 2\Omega}{(k_1+\Omega)^2} \right\} \quad (14)$$

Siendo:

- $k_1 \rightarrow$ Relación entre la deformación unitaria última a tracción del refuerzo (ε_{fu}) y la deformación unitaria en que el hormigón alcanza su máximo valor de esfuerzo a compresión (ε_o), ecuación (15).

$$k_1 = \frac{\varepsilon_{fu}}{\varepsilon_o} \quad (15)$$

Los coeficientes Ω y k_1 pueden ser acotados en un rango físico lógico: $k_{1\text{mín}} < k_1 < k_{1\text{máx}}$ y $0 < \Omega \leq \Omega_{\text{máx}}$, ya que dependen de la calidad del hormigón y k_1 depende a su vez de la deformación unitaria última de la fibra empleada en la barra de PRF. La máxima deformación unitaria última a tracción, entre las barras de polímeros más utilizadas, es $\varepsilon_{fu\text{máx}} = 0.0440$ correspondiente a las barras con fibra de aramida, y el mínimo valor es $\varepsilon_{fu\text{mín}} = 0.0050$, correspondiente a las barras con fibra de carbono [18]. Para la calidad del hormigón se establece un mínimo normado $f'_c = 20\text{MPa}$ para elementos reforzados con barras [19]. Teniendo en cuenta los límites establecidos para las propiedades anteriores, se obtiene: $k_{1\text{mín}} = 1.670$, $k_{1\text{máx}} = 27.50$ y $\Omega_{\text{máx}} = 1.875$.

Al modificar la ecuación (14) a partir del cambio del momento flector por el momento unitario (μ_o), se obtiene una función del tipo $\mu_o = f(\Omega; k_1)$ como se muestra en la ecuación (16):

$$\mu_o = \frac{\ln(1+\Omega^2)}{k_1+\Omega} - \frac{\Omega \ln(1+\Omega^2) + 2 \arctan(\Omega) - 2\Omega}{(k_1+\Omega)^2} \quad (16)$$

Restringida en el rango: $1.670 \leq k_1 \leq 27.50$ y $0 < \Omega \leq 1.875$.

El momento unitario se calcula a partir de la ecuación (17):

$$\mu_o = \frac{M_r}{\phi f_c' b d^2} \quad (17)$$

La expresión para determinar el área de refuerzo necesaria se obtiene a partir del equilibrio de fuerzas de la sección. Para una sección rectangular, se calcula según la ecuación (18):

$$A_f = \frac{\alpha f_c' \beta c b}{f_{fu}} \quad (18)$$

Sustituyendo las ecuaciones (9), (10), (12) y (15) en (18) se obtiene la ecuación (19) del tipo $A_f = bd \frac{f_c'}{f_{fu}} f(\Omega; k_1)$.

$$A_f = bd \frac{f_c'}{f_{fu}} * \frac{\ln(1+\Omega^2)}{\Omega+k_1} \quad (19)$$

Al modificar la expresión (19) a partir del cambio del área de refuerzo por el coeficiente adimensional ρ_o , se obtiene una función del tipo $\rho_o = f(\Omega; k_1)$ como se muestra en la ecuación (20):

$$\rho_o = \frac{\ln(1+\Omega^2)}{\Omega+k_1} \quad (20)$$

Restringida en el rango: $1.670 \leq k_1 \leq 27.50$ y $0 < \Omega \leq 1.875$.

El coeficiente adimensional ρ_o se calcula a partir de la ecuación (21):

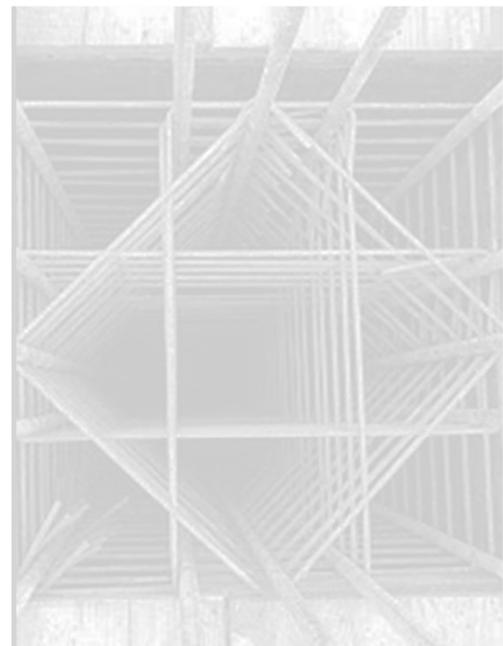
$$\rho_o = \frac{A_f}{bd} * \frac{f_{fu}}{f_c'} = \rho_f \frac{f_{fu}}{f_c'} \quad (21)$$

Siendo:

- $\rho_f \rightarrow$ Cuantía de refuerzo.
- $f_{fu} \rightarrow$ Resistencia de diseño a tracción del refuerzo PRF reducida por condiciones ambientales.

2.2 Ábacos para el análisis de secciones hiporreforzadas

Sean μ_o y ρ_o funciones dependientes de los coeficientes Ω y k_1 , entonces es posible crear curvas que vinculen ambos parámetros. Cada curva representada es el resultado de graficar las funciones $\mu_o = f(\Omega)$ y $\rho_o = f(\Omega)$ para los valores de k_1 en el rango restringido: $1.670 \leq k_1 \leq 27.50$. Los ábacos para el análisis estructural de secciones de hormigón armado con barras de PRF, en cuantías de refuerzo inferiores a la balanceada, se muestran en la figura 2.



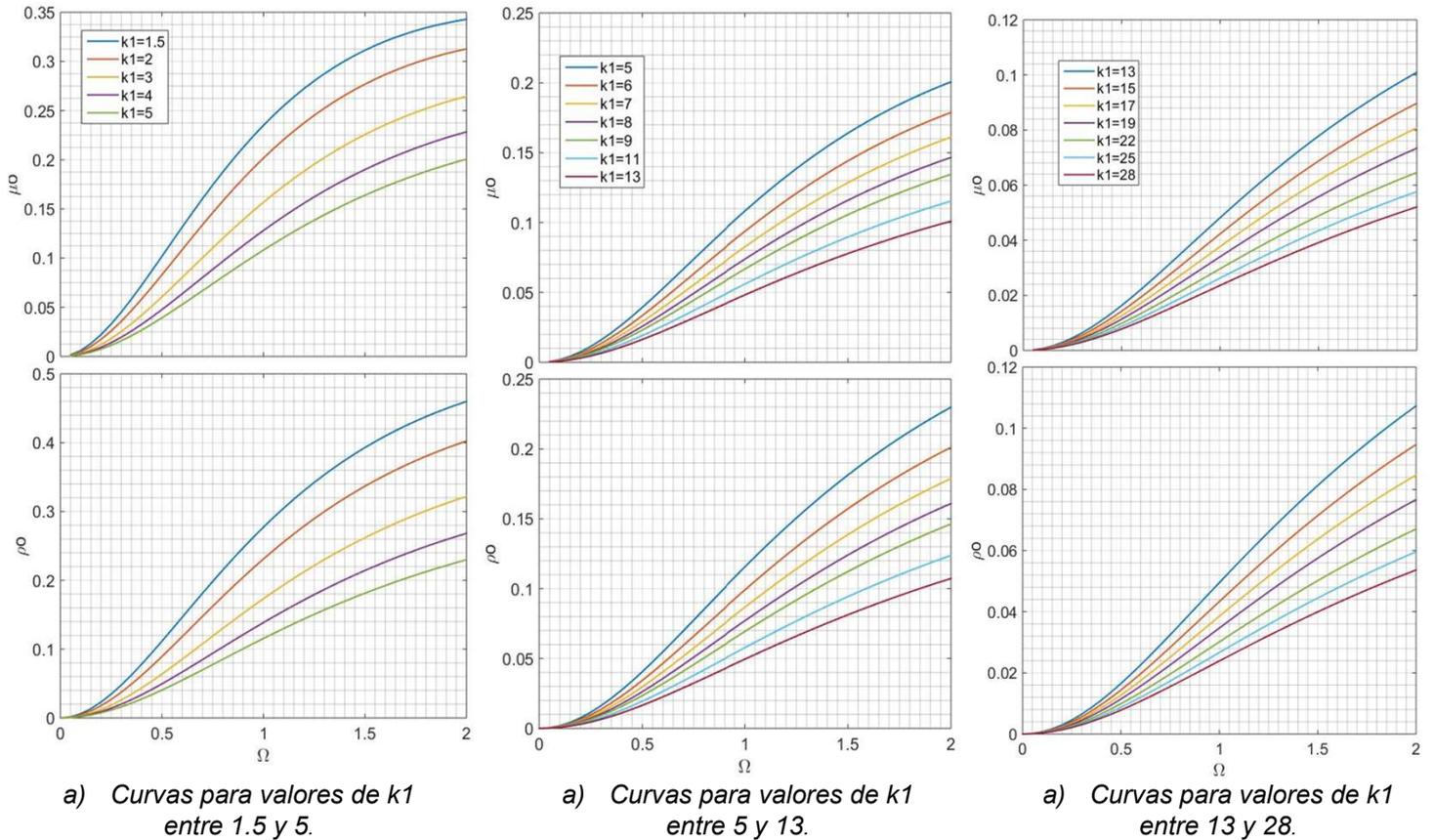


Figura 2. Ábacos para el diseño hiporreforzado.

Nota: Para curvas no representadas se admite la interpolación lineal entre curvas contiguas.

Para realizar el diseño se plantea: $M_u = M_r$ en el análisis de la seguridad de la sección a flexión y se aplica la siguiente metodología:

- 1) Calcular μ_o , ε_o y k_1 por las ecuaciones (17), (7) y (15), respectivamente:
- 2) Entrar en el ábaco de la figura 2 con el valor de μ_o hasta tocar la curva del k_1 calculado. Luego trazar una vertical hacia abajo hasta tocar la curva del k_1 del mismo valor y entonces buscar con la horizontal el valor de ρ_o .

2.1) Si se requiere o desea conocer el valor de las variables que describen el comportamiento de la sección, entonces la vertical trazada hacia abajo topará con el eje de las abscisas para obtener el valor del coeficiente Ω .

2.2) Sustituir Ω y ε_o en la ecuación (6) para obtener ε'_c .

2.3) Sustituir Ω , d y k_1 en la ecuación (12) para obtener c .

2.4) Sustituir ε'_c y c en la ecuación (22) para obtener φ .

$$\varphi = \frac{\varepsilon'_c}{c} \quad (22)$$

3) Cálculo de la cuantía de refuerzo necesario ρ_f por la expresión (21).

4) Cálculo del área de refuerzo necesaria $A_f = \rho_f bd$.

3. RESULTADOS

3.1 VALIDACIÓN DEL MÉTODO GRÁFICO COMPARANDO CON RESULTADOS EXPERIMENTALES

Para validar el método gráfico propuesto fueron identificados 10 ensayos a flexión de vigas rectangulares de hormigón armado con barras de PRF, resultado de las investigaciones realizadas por Benmokrane [19], Ashour [20] y Yost [21]. En todos los casos se analizaron vigas simplemente apoyadas y el tipo de ensayo realizado fue el de flexión por cuatro puntos. De las referencias citadas se conoce que todos los elementos fallaron por ruptura de las barras de PRF. En la tabla 1 se resumen las dimensiones y las propiedades de los materiales de todas las vigas consideradas, así como el área de refuerzo utilizada y el momento flector que resistió cada una en el ensayo. A su vez, se muestran los resultados del diseño por el método gráfico para el momento resistente requerido y las diferencias relativas ($\bar{\alpha}$), entre el área de refuerzo empleada ($A_{f\text{Ensayo experimental}}$) y el área de refuerzo resultante del diseño ($A_{f\text{Método gráfico}}$), calculada a partir de la ecuación (23):

$$\bar{\alpha} = \left| \frac{A_{f\text{Ensayo experimental}} - A_{f\text{Método gráfico}}}{A_{f\text{Ensayo experimental}}} \right| \quad (23)$$

Tabla 1. Comparación entre el área de refuerzo empleada en los ensayos experimentales y el área de refuerzo resultante del diseño por el método gráfico.

Referencia	Autor principal	Notación de Viga	Sección transversal			f'_c (MPa)	Barra de refuerzo		Mr (kNm)	Af (mm ²)		$\bar{\alpha}$
			Ancho b (mm)	Peralto h (mm)	Peralto efectivo d (mm)		f_{tu} (MPa)	ϵ_{fu}		Ensayo Experimental	Diseño Método Gráfico	
[20]	B.Benmokrane	ISO55-1	200	550	521	42	689	0.018	181.5	573.0	532.1	0.07
		KD55-2	200	550	521	42	641	0.014	172.5	573.0	543.7	0.05
[21]	F.Ashour	Beam2	150	200	164	33	650	0.017	5.9	56.5	57.5	0.02
		Beam4	150	250	222	33	650	0.017	7.8	56.5	55.6	0.02
		Beam8	150	200	164	59	650	0.017	5.9	56.5	57.5	0.02
[22]	J.R.Yost	1FRP1	381	203	179	28	830	0.020	11.5	80.0	79.3	0.01
		1FRP3	381	203	179	28	830	0.020	11.5	80.0	79.3	0.01
		2FRP1	318	216	192	28	830	0.020	13.6	80.0	87.4	0.09
		2FRP2	318	216	192	28	830	0.020	13.3	80.0	85.8	0.07
		2FRP3	318	216	192	28	830	0.020	13.1	80.0	84.1	0.05

El promedio ($\alpha_{promedio}$) y la desviación estándar ($\alpha_{desviación\ estándar}$) de las diferencias relativas entre el área de refuerzo de la viga ensayada y el área de refuerzo resultante del diseño por el método gráfico fueron calculados a partir de las ecuaciones (24) y (25), respectivamente.

$$\alpha_{promedio} = \frac{\sum_{i=1}^{i=10} \alpha_i}{10} \quad (24)$$

$$\alpha_{desviación\ estándar} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=10} (\alpha_i - \alpha_{promedio})^2}{10}} \quad (25)$$

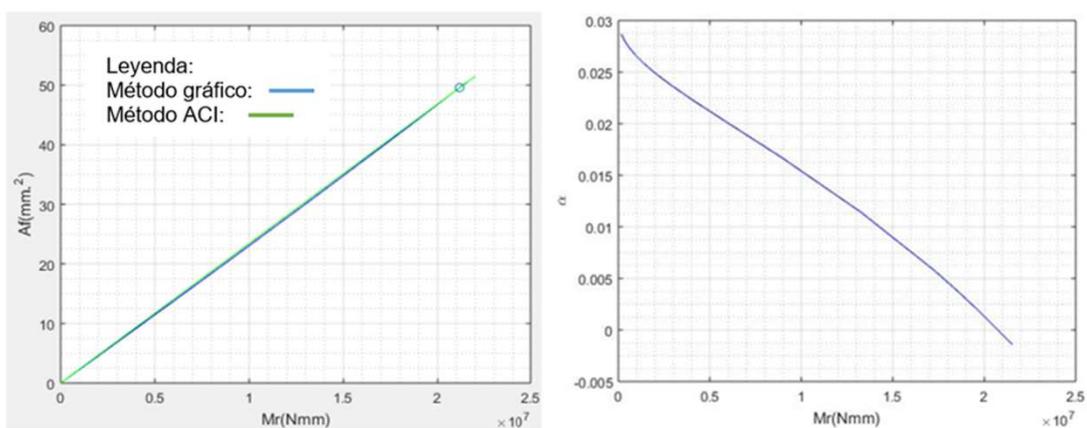
Los resultados obtenidos fueron $\alpha_{promedio} = 0.04$ y $\alpha_{desviación\ estándar} = 0.03$. La máxima de diferencia $\bar{\alpha} = 0.09$ se obtuvo en el análisis de la viga 2FRP1 y la mínima diferencia $\bar{\alpha} = 0.01$ en las vigas 1FRP1 y 1FRP3, lo cual resulta en un rango de $\bar{\alpha} = 0.08$. A través del análisis de los datos estadísticos se concluye que existe una buena correlación entre los resultados experimentales y el refuerzo de diseño obtenido, con un nivel de significancia de $\bar{\alpha} = 0.09$.

3.2 Comparación de los resultados del diseño por el método gráfico y el método de la norma del ACI para secciones rectangulares

Se realizó el diseño de cuatro elementos de hormigón armado con barras de PRF: A, B, C y D, de sección rectangular, ver tabla 2, a través de las metodologías de diseño por el método gráfico y por el método de la norma del ACI [12]. Los resultados obtenidos se reflejan en curvas que representan el área de refuerzo calculado en función del momento resistente requerido. Estos se muestran en las figuras 3a), 4a), 5a) y 6a). Las diferencias relativas ($\bar{\alpha}$) entre ambos métodos se muestra en las figuras 3b), 4b), 5b) y 6b).

Tabla 2. Propiedades de los materiales y características geométricas de los elementos A, B, C y D

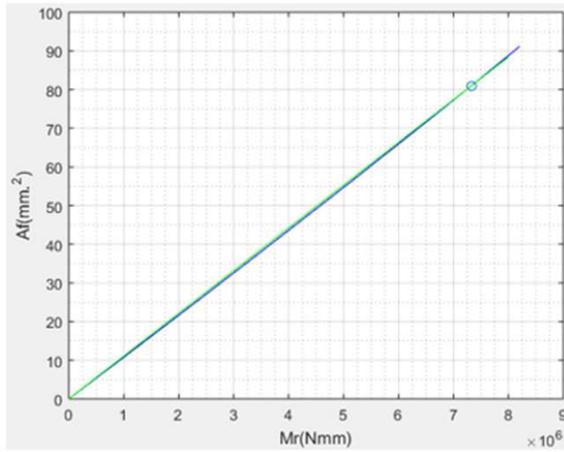
Elemento	f'c (MPa)	Barra de refuerzo		Sección Transversal	
		ffu (MPa)	ϵ_{fu}	Ancho b (mm)	Peralto efectivo d (mm)
A	20	2000	0.041	250	400
B	25	1700	0.036	1000	100
C	45	800	0.015	500	120
D	65	600	0.006	200	300



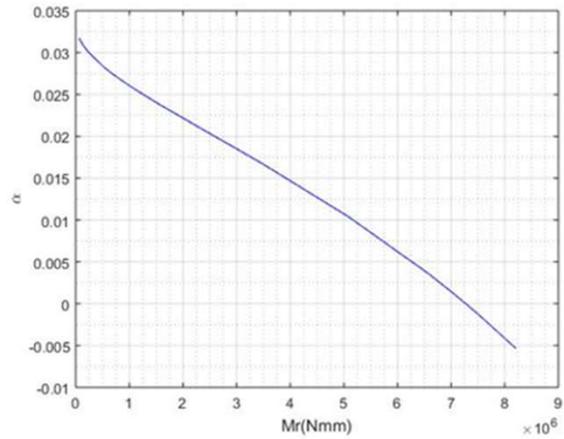
a) Área de refuerzo en función del Momento

b) Diferencia relativa $\bar{\alpha}$

Figura 3. Elemento A

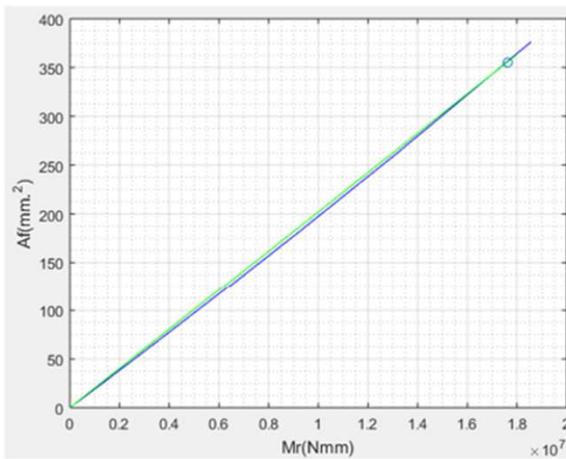


a) Área de refuerzo en función del Momento

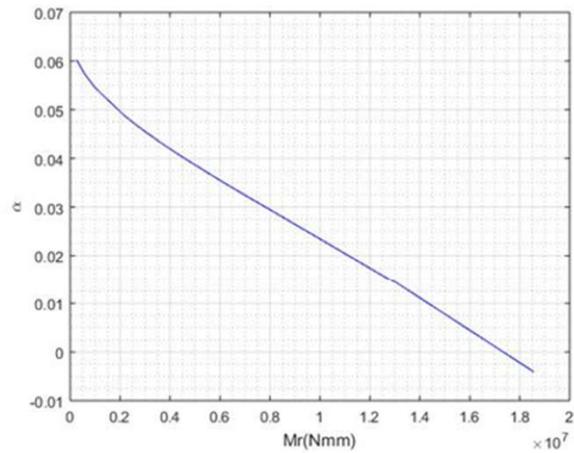


b) Diferencia relativa $\bar{\alpha}$

Figura 4. Elemento B

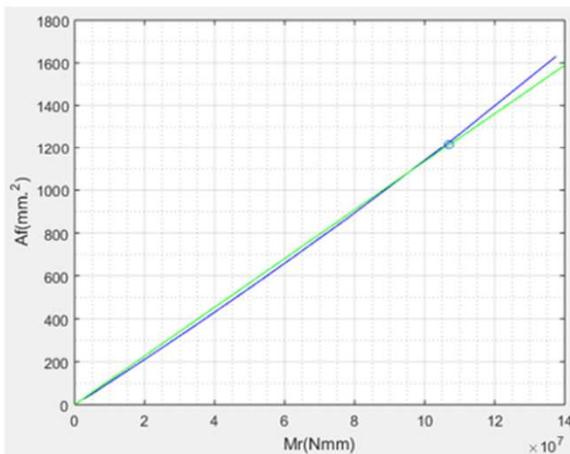


a) Área de refuerzo en función del Momento

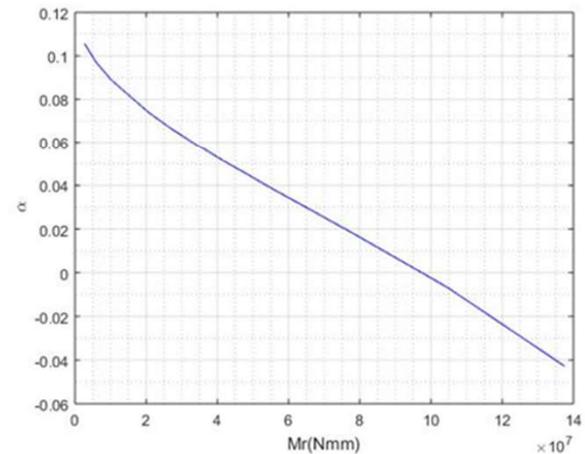


b) Diferencia relativa $\bar{\alpha}$

Figura 5. Elemento C



a) Área de refuerzo en función del Momento



b) Diferencia relativa $\bar{\alpha}$

Figura 6. Elemento D

Al aplicar el método gráfico y el método de la norma del ACI [12] para el diseño de los elementos anteriores, se obtuvieron valores aproximados de área de refuerzo, con un nivel de significancia $\alpha = 0.11$. En la medida que el momento resistente requerido se aproxima al momento correspondiente a la frontera de fallo simultáneo la diferencia relativa disminuye, ya que las aproximaciones del ACI [12] son más certeras cuando la cuantía de refuerzo se aproxima a la cuantía de refuerzo balanceado.

3.3 Comparación de los resultados del diseño por el método gráfico y el método de la norma del ACI para secciones "Te"

Se realizó el diseño de cuatro elementos de mortero armado con barras de PRF: E, F, G y H, de sección Te, ver tabla 3, mediante la aplicación de los métodos analizados anteriormente. Estos elementos tienen espesor de ala y ancho de alma igual a 30mm y 60mm respectivamente. La profundidad del bloque de compresiones en el fallo balanceado (a_b) se calculó a partir de la ecuación (26)

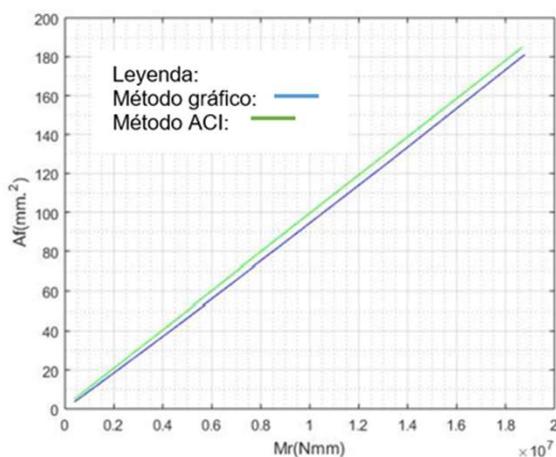
$$a_b = \beta_1 c_b \quad (26)$$

Tabla 3. Propiedades de los materiales y características geométricas de los elementos E, F, G y H

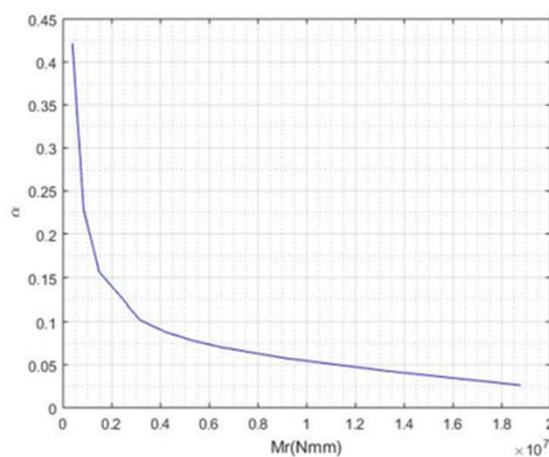
Elemento	f'c (MPa)	Barra de refuerzo		Sección Transversal			
		ffu (MPa)	εfu	Ancho b (mm)	Peralto efectivo d (mm)	c _b (mm)	a _b (mm)
E	25	1000	0.011	400	200	41.8	35.5
F	30	1200	0.015	300	300	50.0	41.8
G	35	800	0.019	400	400	55.0	44.0
H	45	1200	0.015	400	400	65.8	47.9

Los gráficos comparativos que resultan de aplicar ambos métodos de diseño analizados se muestran en las figuras 7a), 8a), 9a) y 10a) y las diferencias relativas correspondientes, en las figuras 7b), 8b), 9b) y 10b). Como la profundidad del bloque de compresiones en la frontera balanceada es mayor que el espesor del ala $a_b > h_f = 30\text{mm}$, los elementos se deben calcular como Te según el método del ACI [12]. La transformación correspondiente se muestra en la ecuación (25).

$$A_f = \frac{M_r + 0.85 f'_c b_w (0.5 \beta_1 C_b) (\beta_1 C_b - h_f)}{\phi f_{fu} (d - \frac{h_f}{2})} \quad (27)$$

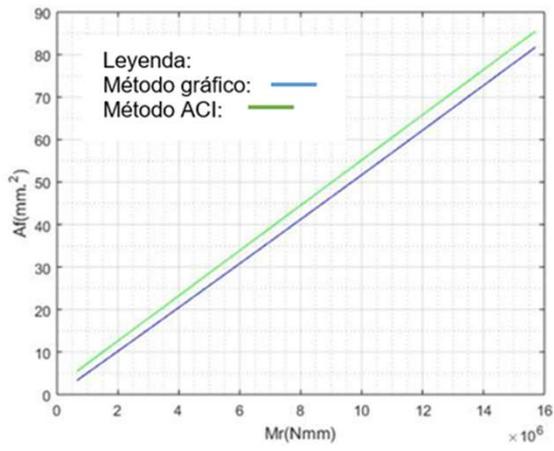


a) Área de refuerzo en función del Momento.

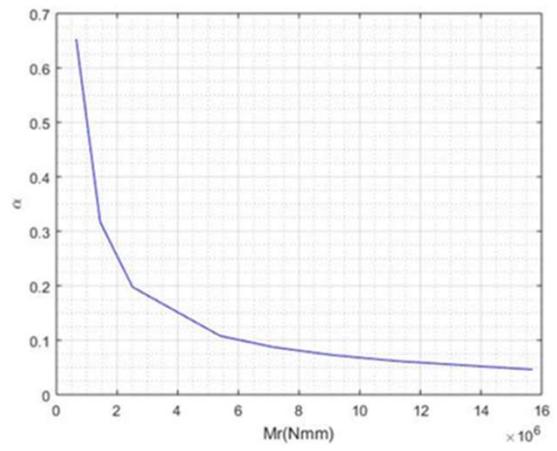


b) Diferencia relativa $\bar{\alpha}$.

Figura 7. Elemento E.

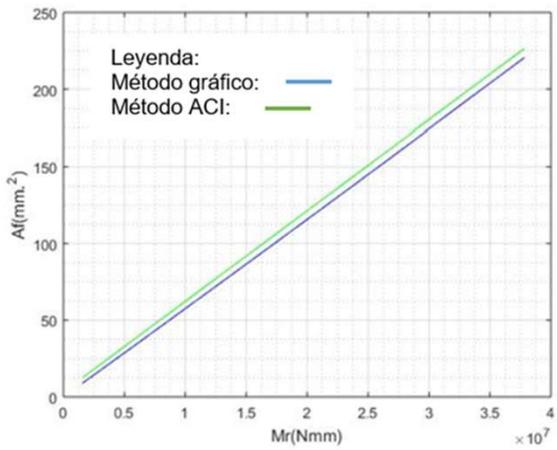


a) Área de refuerzo en función del Momento.

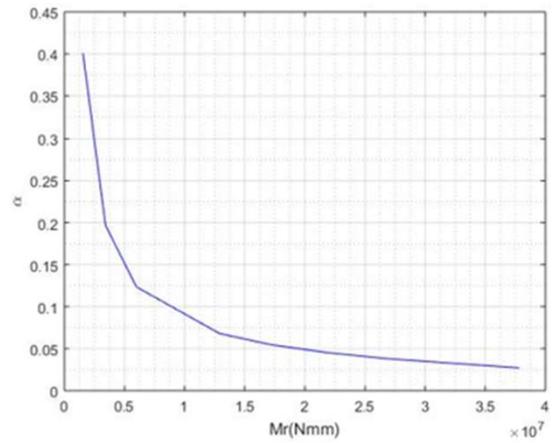


b) Diferencia relativa $\bar{\alpha}$.

Figura 8. Elemento F.

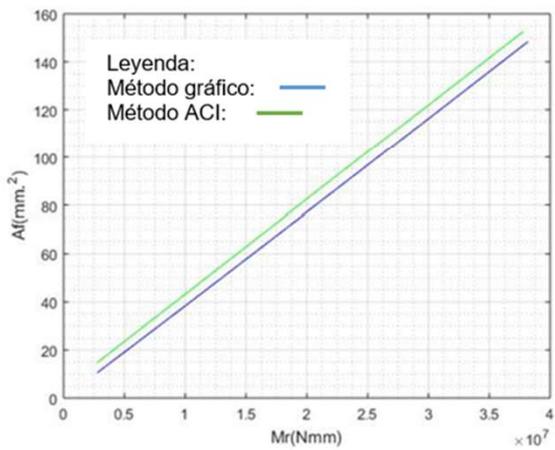


a) Área de refuerzo en función del Momento.

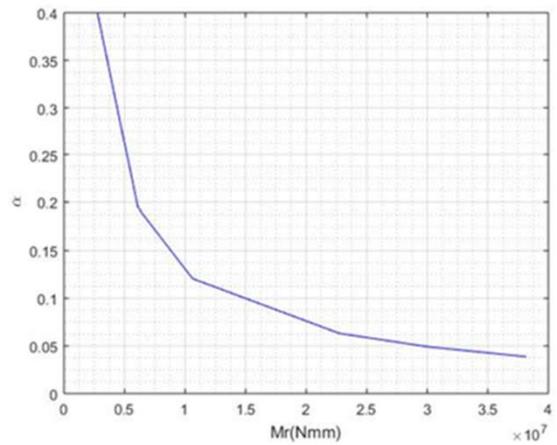


b) Diferencia relativa $\bar{\alpha}$.

Figura 9. Elemento G.



a) Área de refuerzo en función del Momento.



b) Diferencia relativa $\bar{\alpha}$.

Figura 10. Elemento H.

Con el objetivo de determinar el modo de trabajo del elemento, se aplicó el método gráfico para obtener el coeficiente de transformación a diagrama rectangular (β) y la profundidad de la línea neutra, y con ello se calculó la profundidad del bloque de compresiones de cada elemento según la ecuación (28), ver figura 11,

$$a = \beta c \quad (28)$$

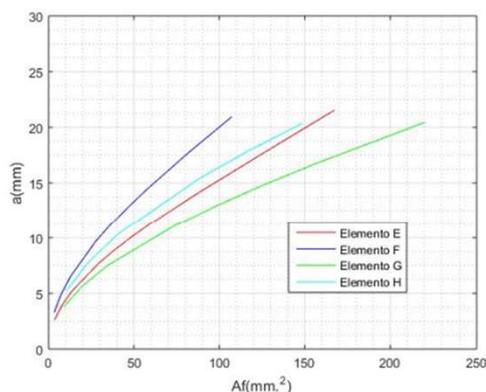


Figura 11. Profundidad del bloque de compresiones (a) de los elementos analizados.

Como resultado se obtuvo que los elementos trabajan como rectángulo, ya que la profundidad del bloque de compresiones correspondiente al área de refuerzo resultante del diseño es menor que el espesor del ala $a < h_f = 30\text{mm}$ en todo caso.

A través método del ACI [12] no fue posible determinar el modo de trabajo de los elementos, ya que este se basa en suponer que el valor de la profundidad del bloque de compresiones se corresponde con el de la frontera balanceada, y en estos casos, los valores de profundidades del bloque de compresiones en el fallo balanceado resultaron ser mayores que el espesor del ala de la sección. Por este motivo, se procedió a analizar la sección como "te" y no como rectángulo. En otro sentido, se determinó a través del método gráfico que la profundidad del bloque de compresiones es menor que el espesor del ala en cada caso, lo cual justifica el análisis de la sección como rectángulo. Por estas razones se obtuvieron distintos valores de área de refuerzo, con diferencias que llegaron a ser superiores al 60% del área obtenida por el método gráfico, según se muestra en el gráfico 8b) correspondiente elemento F.

4. CONCLUSIONES

La metodología de diseño propuesta tiene buena correlación con los resultados obtenidos en los ensayos experimentales, por lo tanto, se valida su uso para secciones rectangulares y secciones "te" o canales que trabajen como rectángulo.

El método gráfico para el diseño hiporreforzado de elementos de hormigón armado con barras de PRF posibilita el cálculo de las variables que describen el comportamiento de la sección: la deformación del hormigón a compresión, la curvatura y la profundidad de la línea neutra. Tiene como ventaja adicional que es una metodología de diseño no iterativa y por lo tanto permite obtener resultados prescindiendo del uso de herramientas informáticas.

El área de refuerzo necesaria que resulta al aplicar el método gráfico y el método de la norma del ACI [12] en una sección rectangular hiporreforzada son aproximadamente similares con un nivel de significancia de $\bar{\alpha} = 0.11$, a partir de los resultados obtenidos. Sin embargo, en las secciones "te" en que la profundidad del bloque de compresiones en la frontera balanceada sea mayor que el espesor del ala $a_b > h_f$, se recomienda el método gráfico, ya que este permite determinar el modo de trabajo de la sección y además obtener valores de área de refuerzo menos conservadores que el método del ACI [12].

- [1] H. R. Wainshtok R, J. A. Hernández C., and I. Díaz P., *Empleo de Barras y Telas de Mallas de PRF como Refuerzo del Hormigón y el Ferrocemento. Diseño Estructural Cuba*, 2017, p. 206.
- [2] F. Aydın, "Experimental Study on the Flexural Behaviour of a Novel Concrete Filled Hybrid Beams Reinforced with GFRP and Steel Bars," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 23, no. 11, p. 8, 2019.
- [3] E. Pournamazian, A. Vatani, M. Houshmand, P. Shoaeei, and T. Ozbakkaloglu, "The tensile performance of FRP bars embedded in concrete under elevated temperatures," *Construction and Building Materials* p. 15, 2019.
- [4] M. K. Dhahir and W. Nadir, "A compression field based model to assess the shear strength of concrete beams reinforced with longitudinal FRP bars," *Construction and Building Materials*, p. 16, 2018.
- [5] H. Huang, Y. Yuan, W. Zhang, R. Hao, and J. Zeng, "Bond properties between GFRP bars and hybrid fiber-reinforced concrete containing three types of artificial fibers," *Construction and Building Materials*, p. 18, 2020.
- [6] A. Rolland, P. Argoul, K. Benzarti, M. Quiertant, S. Chataigner, and A. Khadour, "Analytical and numerical modeling of the bond behavior between FRP reinforcing bars and concrete," *Construction and Building Materials*, p. 14, 2020.
- [7] M. Inmana, E. Thorhallssonb, and K. Azrague, "A mechanical and environmental assessment and comparison of basalt fibre reinforced polymer (BFRP) rebar and steel rebar in concrete beams," *Energy Procedia*, vol. 111, pp. 31 – 40, 2017.
- [8] R. Salih and Z. Fangyuan, "Numerical Investigation of the Behavior of Reinforced Concrete Beam Reinforced with FRP Bars," *Civil Engineering Journal*, vol. 5, no. 11, p. 13, 2019.
- [9] M. Khatibmasjedi and A. Nanni, "Durability of GFRP reinforcement in seawater concrete," *Construction and Building Materials*, 2021.
- [10] S. Khatibmasjedi, F. D. Caso, and A. Nanni, "SEACON: Redefining Sustainable Concrete," presented at the SCMT4, Las Vegas, USA, 2016.
- [11] O. A. Mohamed, W. A. Hawat, and M. Keshawarz, "Durability and Mechanical Properties of Concrete Reinforced with Basalt Fiber-Reinforced Polymer (BFRP) Bars: Towards Sustainable Infrastructure," *Polymers* 2021.
- [12] ACI-440.1R. "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars", ed. Farmington Hill EUA: American Concrete Institute (ACI), 2015.
- [13] ISIS Canada "Reinforcing Concrete Structures with Fibers Reinforced Polymers", ed. Canada: Intelligent Sensing for Innovatives Structures (ISIS), 2007.
- [14] CSA Standars "Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers", ed. Canada: Canadian Standards Association (CSA), 2017.
- [15] GOST "Armadura de materiales compuestos de polímeros para refuerzo de las estructuras de hormigón", Consejo Interestatal para la Normalización la Metrología y la Certificación (MGS), 2012.
- [16] "Egyptian code of practice for the use of fiber reinforced polymer (FRP) in the construction fields", ed. Egypt: Egyptian Standing Code Committee, 2005.
- [17] S. Rodríguez Morales, "Diagramas momento-curvatura para secciones de hormigón armado. Determinacion del valor de ductilidad local de una sección de hormigón armado. Empleo del programa matlab en aplicaciones estructurales a nivel seccional," *Anales de Edificación*, vol. 1, no. 2, p. 15, 2015.
- [18] A. Nanni, A. D. Luca, and H. J. Zadeh, *ReinforcedConcrete withFRP Bars*. EUA, 2014.
- [19] NC.120:2014. *Hormigón Hidráulico — Especificaciones*, 2014.
- [20] B. Benmokrane, O. Chaallal, and R. Masmoud*, "Glass fibre reinforced plastic (GFRP) rebars for concrete structures," *Construction and Building Materials*, vol. 9, no. 6, p. 12, 1995.
- [21] F. Ashour, "Flexural and shear capacities of concrete beams reinforced with GFRP bars," *Construction and Building Materials*, 2006.
- [22] J. R. Yost, C. H. Goodspeed, and E. R. Schmeckpeper, "Flexural performance of concrete beams reinforced with FRP grids," *Journal of Composites for Construction*, vol. 5, p. 8, 2001.



Joint Simulation With Shear Key And Wedge Effect For Lightweight Precast Slabs

Simulación De Junta Con Llave De Cortante Y Efecto De Cuña Para Losas Prefabricadas Ligeras

Authors:

Sergio Marrero Osorio¹, Liyen Pérez Quiñones²

¹ Mechanical Engineer, PhD, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. Habana. Cuba. E- mail: smarrero@mecanica.cujae.edu.cu

² Civil Engineer, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. Habana. Cuba. E- mail: liyenpq@civil.cujae.edu.cu

ABSTRACT

Roofs and mezzanines built with lightweight prefabricated elements have two major drawbacks: the longitudinal joints between elements and the permeability of said joints. If continuity is to be achieved in the slab, a joint is required to guarantee the transmission of stress to the adjacent elements, and its design to ensure the watertightness of the slab and the slab in general. The present study was focused on a joint with a shear key and wedge effect, which had already been used in the Residential Building System (SER) with good structural results, but not from the point of view of waterproofing. Based on this, it was decided to analyze the behavior of two types of joints, one completely filled with resistant mortar and the other applying an adhesive, waterproofing and elastic material in the lower part of the joint, filling the rest of the cavity with mortar. In the study, the Finite Element Analysis was carried out in several scenarios, with slabs of 3.61 m in length. With the results, it was possible to verify that the two types of joints have a favorable structural behavior before the application of the loads, perceiving that the slabs are deformed as a whole and with small displacements. This confirms that type 2 joint can be used for roofs and wet areas of mezzanines, guaranteeing both resistance and structural rigidity, as well as impermeability.

Keywords: analysis, deformations, displacements, joint

RESUMEN

Las cubiertas y entresijos contruidos con elementos prefabricados ligeros presentan dos grandes inconvenientes, las juntas longitudinales entre elementos y la permeabilidad de dichas juntas. Si se pretende lograr la continuidad en la losa, se precisa de una junta que garantice la transmisión de los esfuerzos a los elementos contiguos, y que su diseño asegure la estanqueidad de las mismas y de la losa en general. El presente estudio estuvo enfocado en una junta con llave de cortante y efecto de cuña, la cual ya había sido utilizada en el Sistema de Edificaciones Residenciales (SER) con buenos resultados estructurales, pero no desde el punto de vista de la impermeabilización. A partir de esto se decidió analizar el comportamiento de dos tipos de juntas, una completamente llena de mortero resistente y otra aplicando un material adhesivo, impermeabilizante y elástico, en la parte baja de la junta, rellenando el resto de la cavidad con mortero. En el estudio se realizó el Análisis por Elementos Finitos en varios escenarios, con losas de 3.61 m de longitud. Con los resultados se pudo constatar que los dos tipos de juntas tienen un comportamiento estructural favorable ante la aplicación de las cargas, percibiéndose que las losas se deforman como un conjunto y con desplazamientos pequeños. Con ello se corrobora que la junta tipo 2 puede ser utilizada para cubiertas y zonas húmedas de entresijos garantizando, tanto resistencia y rigidez estructural, como impermeabilidad.

Palabras claves: análisis, deformaciones, desplazamientos, junta

Nota editorial: Recibido noviembre 2021; Aceptado diciembre 2021

1. INTRODUCTION

The construction of mezzanines and roofs using lightweight precast reinforced mortar elements has proven to be advantageous compared to conventional heavy technologies from several points of view: cost, speed of construction, weight, volume of material, aggregate, steel and cement expenditure, resistance to earthquakes and hurricanes, energy consumption, and others [1, 2]. It is also known that all prefabricated mezzanines and roof require special attention to the design of the joints between slabs [3]. Since a technology for prefabrication is being redesigned, it's necessary to take in account not only slabs and joints, but, additionally, static molds, slip form machine, auxiliary devices, matrixes and other technological parts of the system need to be considered. That's why is being integrally applied a parametric engineering design method [4, 5], which requires to make quick analysis of slabs shape, to probe design concepts in early stages of the design process. The side shape of slabs corresponds with a "type 1" mortar joint with shear key and wedge effect (Figure 1) which has been already structurally tested in several building, but it is not waterproof. Therefore, type 1 joint is not useful in the construction of roofs or wet parts of mezzanines, if it is not combined with other waterproofing methods [6, 7]. For this reason, it has been proposed to execute a "type 2" joint (Figure 2), which combines two materials in the same type 1 joint space: an initial, very elastic adhesive mixture at the bottom of the joint, which forms an impermeable interface with the slabs and a resistant mortar at the

upper part [8]. The impermeability of the assemble is based on the fact that the adhesive elastic mix and the reinforced mortar slabs are waterproof [2, 9], so, guaranteeing the water tightness of the joints, the roofs and the mezzanines will not require an additional waterproofing system to fulfill this function. During design process of the technology, it is then necessary to decide if it's possible to keep the same molds, executing type 2 joints and making impermeable the roof or the mezzanine with no losing stiffness and resistance. For that is enough to theoretically analyze stresses and deformations of the floor with type 2 joint comparing result with type 1 one. The shear key functioning is based on the grip that occurs between the slab and the mortar of the joint. The mortar-slab adherence is not enough to transmit significant loads, so frequently slabs are designed with a specific geometry which transmits forces to the neighboring slabs by direct thrust, achieving better load distribution and reducing deformations of the mezzanine under loads. In case of imminent slippage, if the interface mortar-slab geometry forms an inclined plane, high normal forces are produced, so lateral thrust between sabs consequently grows and adhesive forces in the interface are amplified. This wedge effect puts the slabs in a such stress state to better resist applied loads. The type 1 joint has a shear key with wedge effect, so is expected that type 2 joint will work preserving the lateral geometry of the slabs and keeping the functionality of the shear key and the wedge effect of the type 1 joint.

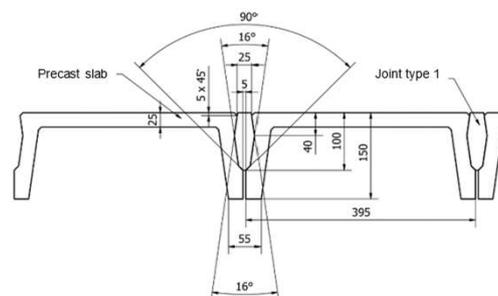


Figure 1: Details of gasket type 1 joint

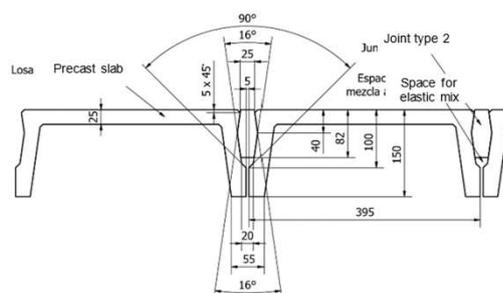


Figure 2: Details of the type 2 joint

Finite Elements Analysis (FEA) is a useful tool for joints analysis and evaluation in prefabricated buildings. In [10] analyzed joints between wall panels using FEA structured models with brick type elements, obtaining information about failure process of the joints. Luo et-al [11] analyze Beam-Column joints using structured FEA experimental constitutive model, using structured 8 nodes bricks elements to deeply study reinforced concrete with the aim of predict seismic behavior of the joint using equivalent constitutive relation. In [12] are studied composite slabs using structured brick elements too for seismic behavior analysis. In general, for precise researches are used structured brick elements, but, because of the high performance of new work stations it is possible to use tetrahedral elements saving time without losing precision. Design is a time-consuming activity, that's why Computer Aided Design (CAD) systems have an internal Finite Elements Analysis (FEA) complement, helpful in fast modeling and simulation of the most frequent mechanical systems. In this particular case authors use, to analyze the joints, the internal FEA complement of Autodesk Inventor Professional 2020, and the CAD system that is used to design the system of molds and other technological manufacture equipment.

The aim of this paper is then to make a FEA evaluation of the structural behavior of type 2 joint to take preliminary decision in early stage of mechanical technological equipment design.

2. MATERIALS AND METHODS

2.1 Simulation by finite elements

Through the AEF module of the CAD system, analyzes are carried out that consider deformable solids, assuming here a homogeneous and isotropic material with the characteristics shown in Table 1, which is accepted as an approximation of the operation of the system, because the slabs are always going to be made of resistant mortar with a highly distributed reinforcement, for example, ferrocement [7].

Table 1: Characteristics of the material used in the AEF model

Portland Cement Mortar			
Mass Density	2.24 g/cm ³	Young's Modulus	14 GPa
Yield Strength	20 MPa	Poisson's Ratio	0.2 ul
Ultimate Tensile Strength	2 MPa	Shear Modulus	5.83333 GPa

Two scenarios are studied, scenario 1 model is represented in Figure 3, it focuses on simulating the work of three slabs together with their joint. Seven solids elements were generated: three slabs, two joints, both 3.61 m long, and two elements that represent load-bearing walls (visible under the slab extremes). The slabs were supported 60 mm at each end on the walls, mobility was restricted, so that the slab-wall link was made through contact joints that allow the separation of the elements and their sliding without friction, but not penetration. Thus, it is sought that the behavior of the slab-wall joint is very close to the so-called "simple support". The same type of contact was established between slabs and joints, at the same time that the external sides of the lateral slabs were limited in their horizontal displacement by adding contact joints between the lateral external surfaces of the lateral slabs and the upper protrusions of the extremes of the walls. This is the case in the most of actual construction, where the mezzanine of a rectangular room, for example, is confined on all four sides. With the

intention of analyze the stress transmission to the lateral slabs, distributed vertical load of 5000 Pa (design load) was applied to the described multiple solid system on the upper surface of the central slab. A downward gravitational field was activated (Figure 3).

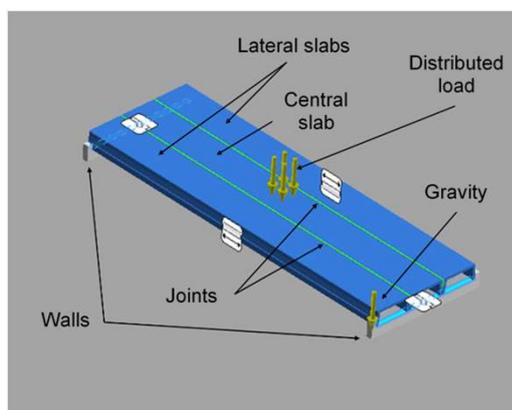


Figure 3: Model for AEF, scenario 1. Slabs simply supported at their ends, joints and slabs with the possibility of sliding and separating. Weight force and distributed load of 5000 Pa

In the meshing of the model (for both joint types), the maximum sizes of the elements in the central slab and the joints were limited to 5 mm, and in the lateral slabs to 100 mm, which was decided after a convergence analysis in three steps with 1% difference in Von-Mises equivalent maximum stress (Figure 4). It was paid more attention to the central slab and to the joints, that's why the smaller elements on their meshing. FEA of CAD systems generally work with tetrahedral elements, because it's facilities for automatic complex shapes meshing. Even when other elements and structuration could be less time consuming, authors consider that is not necessary to emigrate to another software in the middle of the design process. In the model is assumed that the elastic adhesive mix (not defined for now) doesn't participate in the load transmission, due to its very low stiffness compared to the joint and slab mortars.

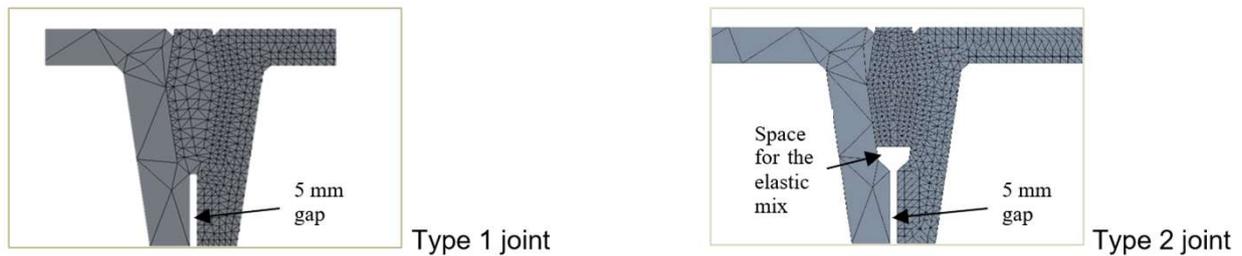


Figure 4: The mesh characteristics of the model are the same in both joint types.

To make useful comparisons, a scenario 2 was analyzed, which consists on deactivating the contacts between the joints and the slabs to obtain the deformations and stresses that occur just in the central slab, the only loaded element (Figure 5), so that it is possible to quantify the contribution of each type of joint to the distribution of the load between several slabs.

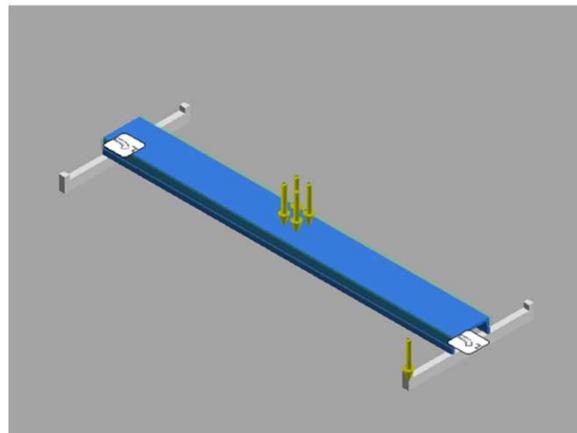


Figure 5: Model for AEF, scenario 2. Central slab simply supported at its ends, with no link with the side slabs. Weight force and distributed load of 5000 Pa

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1 AEF results for the model

Figure 6 shows notable reference points numbered from 1 to 9. In Figure 7 and Figure 8 it can be seen that, using either of the two joints, the vertical deformations occur in all the slabs and not only in the one that is loaded, which is a consequence of the fact that an important part of the load is transmitted through the joints. Type 1 provides a slightly lower deformation at the center of the central slab (point 5) than type 2; although in both cases they are small, 4.69 mm and 5.15 mm respectively (11% increase), which is also visible in Figure 7 and Figure 8. The displacements relative to a point on the side slab (point 9 in Figure 6) are shown in Figure 13. Note that, for point 8 (lower end of the flange in the middle section of the central slab) the relative displacements are 0.46 and 0.75 mm for the cases of type 1 and type 2 joint respectively, two values considered small compared to the dimensions and general deformations that occur in the system, despite being 60% greater in the type 2 joint.

It is assumed that the material of the slabs has a high degree of distribution in the reinforcement, be it steel or polymer reinforced with glass fibers, carbon or other material. Due to this, it can be considered that the reinforced mortar has a homogeneous and isotropic behavior, which is why the Von-Mises stresses, as long as they do not exceed the order of 5 MPa, are useful to give an idea of the operation of the set of slabs. Contrasting Figure 9 with Figure 10, it is observed that, the stresses are transmitted from one slab to the other with practically the same effectiveness through both types of joint, a little

better with the type 1 joint, which makes the lower part of the central slab (point 7 of Figure 6) a stress of 4.85 MPa versus 5.52 MPa in the case of the type 2 joint. Figure 11 shows the 1st principal stress in an independent slab loaded with 5000 Pa on the upper surface and at Figure 12 also graphs the contact pressures, the values being quite small. The pressures are not worrisome from the point of view of resistance, as corroborated in Figure 13. The 1st and 3rd main stresses in notable points of the central slab and the joints in scenario 1 for AEF are shown in the Figure 14.

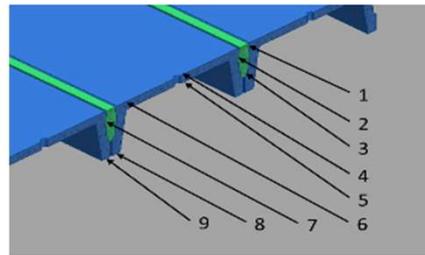


Figure 6. Remarkable points in the middle transversal section of the slabs and joints. Points 1, 2, 3 and 7 are located in the joint; points 4, 5, 6 and 8 are located in the central slab; and point 9 is located in the lateral slab.

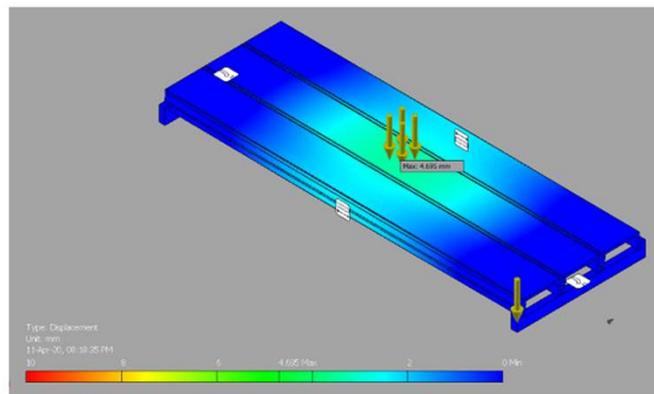


Figure 7: Vertical deformations in scenario 1, joint type 1. The maximum value (4.69 mm) occurs at point 8 (referenced in Figure 6), located at the end of the flange, in the middle section of the central slab. Note that the deformation is shared with the side slabs.

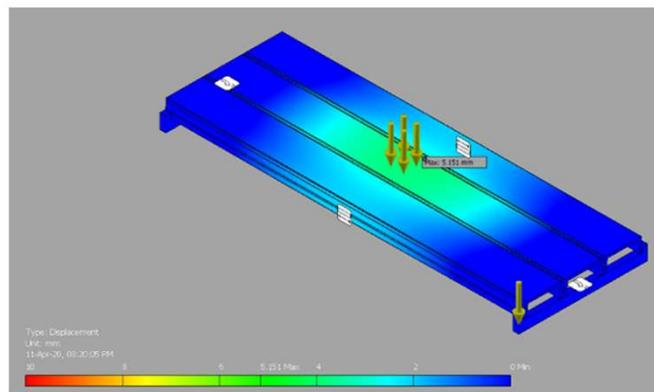


Figure 8: Vertical deformations in scenario 1, joint type 2. The maximum value (4.69 mm) occurs at point 8 (referenced in Figure 6), located at the end of the flange, in the middle section of the central slab. Note that the deformation is shared with the lateral slabs.

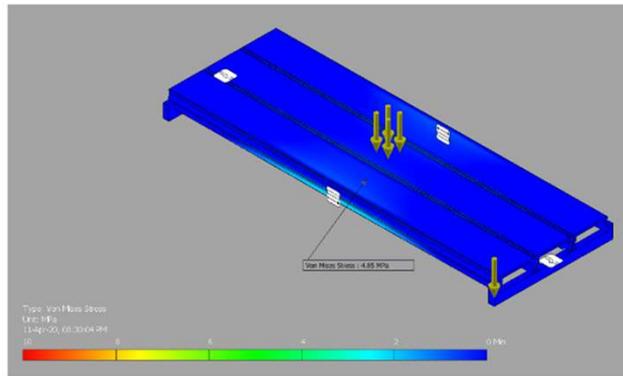


Figure 9: Von-Mises stresses in scenario 1, in point 8 (referenced in Figure 6), for the case of type 1 joint (0 to 5 MPa on the color scale).

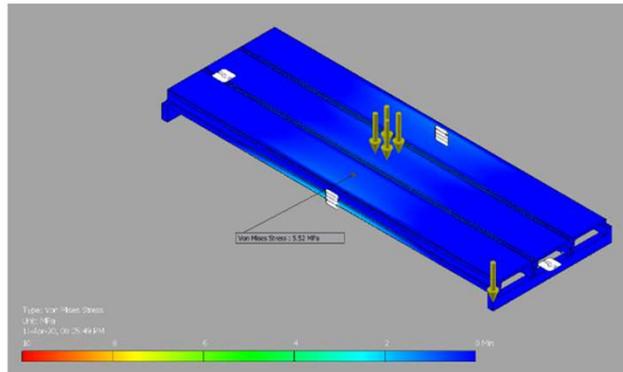


Figure 10: Von-Mises stresses in scenario 1, point 8 (referenced in Figure 6), for the case of type 2 joint (0 to 5 MPa on the color scale).

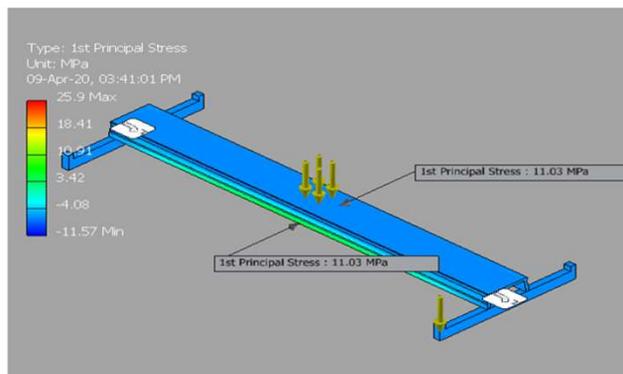


Figure 11: 1st principal stress (normal tensile stress, predominant at the lowest part of the middle transversal section) in an independent slab loaded with 5000 Pa on the upper surface (scenario 2). The maximum value, at point 8 (referenced in Figure 6), is 11.03 MPa.

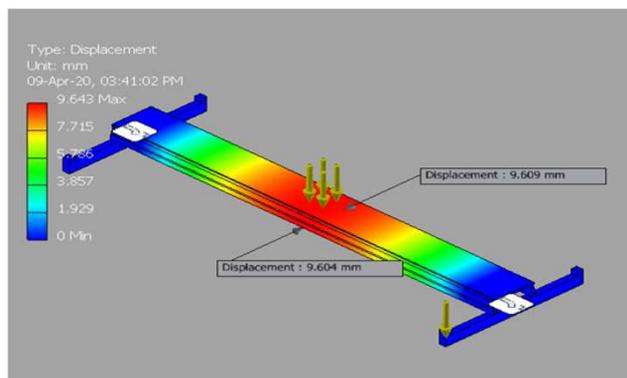


Figure 12: Vertical displacement in an independent slab loaded with 5000 Pa on the upper surface (scenario 2). The maximum value, at point 8 (referenced in Figure 6), is 9.6 mm.

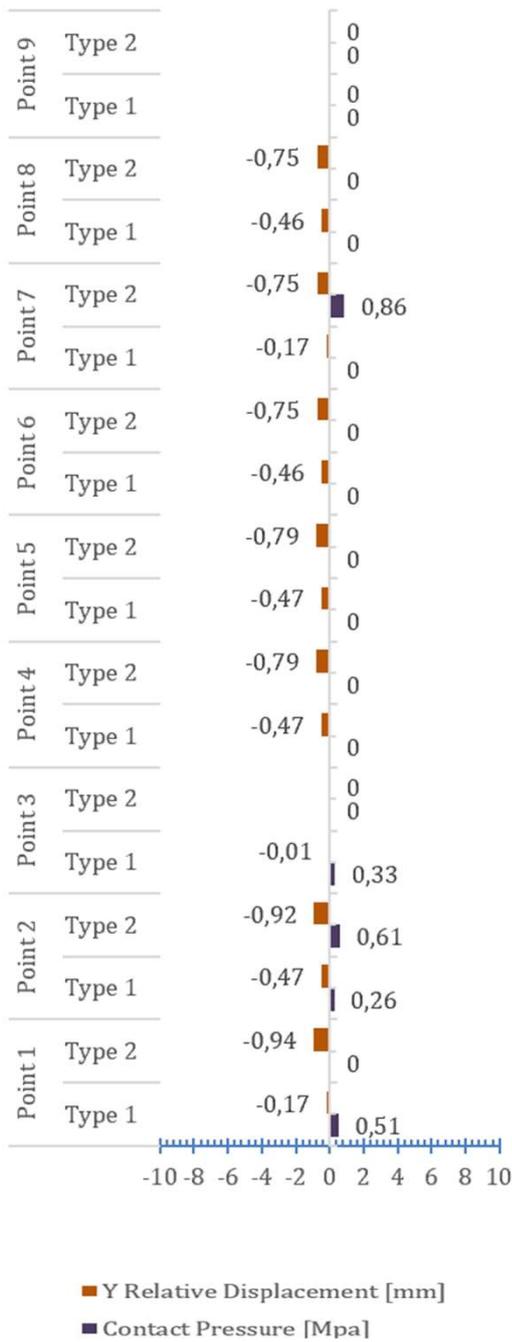


Figure 13: Contact pressures and relative vertical displacements at notable points of the central slab and joints, scenario 1, for AEF

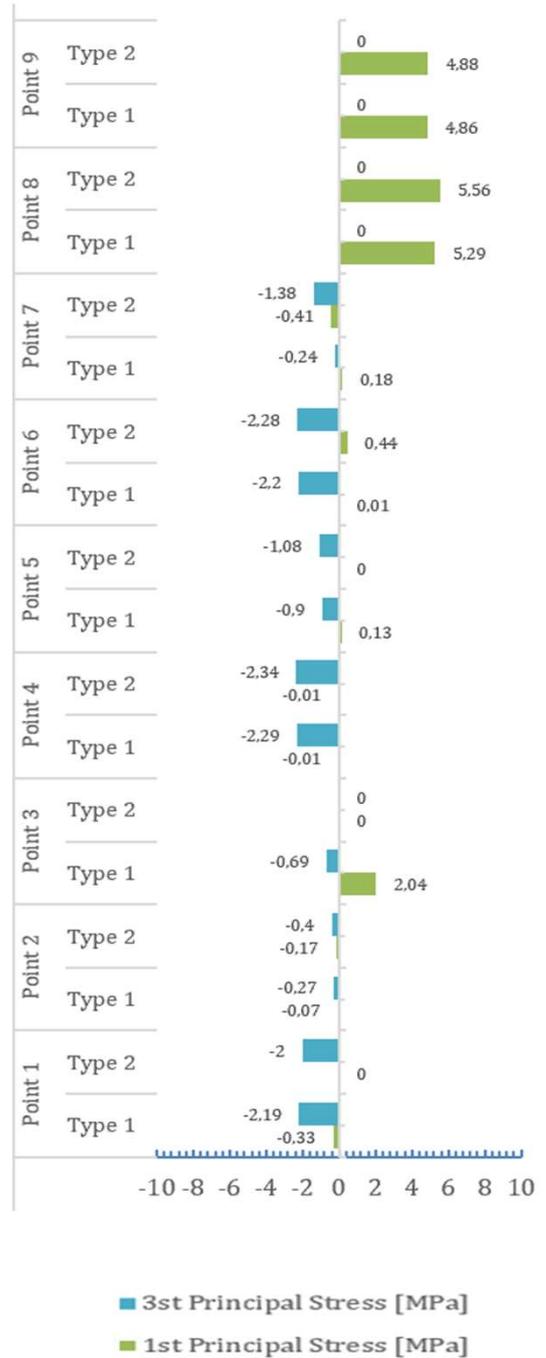
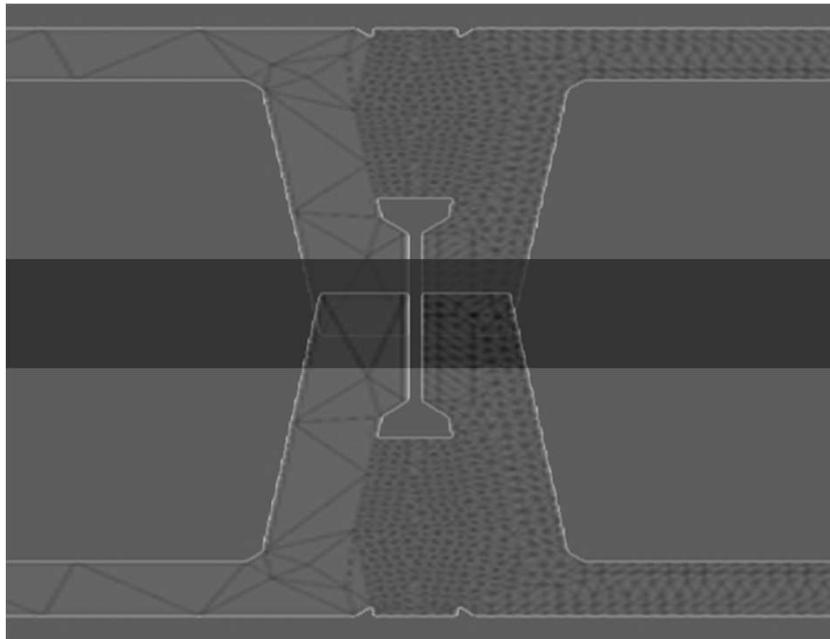


Figure 14: 1st and 3rd main stresses at notable points of the central slab and joints, scenario 1, for AEF

4. CONCLUSIONS

From the simulations and analyzes carried out, it can be affirmed that the two types of joints can be used safely for mezzanines and roofs. The analysis of deformations and stresses show that these do not exceed the admissible values that were taken for the study. The stresses are transmitted through the joints with a shear key, transposing part of the loads from the central slab to the neighboring slabs. The wedge effect participates in the load transmission to the neighboring slabs, providing values lower than the permissible ones. However, a very important aspect is that the type 2 joint, in addition, can guarantee the impermeability in the roofs and wet areas of mezzanines by applying, in the free space, a waterproofing and elastic material, which is capable of withstanding the stresses and environmental conditions. Without losing, during the useful life of the building, the features that ensure the tightness of the joints. Finally, it's possible to sustain that it's not necessary to design different molds, manipulation tools, and other technological equipment to prefabricate slabs corresponding to type 1 and type 2 joints.

- [1] N. Khurram, U. Akmal, M. Raza, A. Hameed and M. I. u. Hassan, "Evaluación experimental de paneles de ferrocemento," *Revista Ingeniería de Construcción*, vol. 35, no. 3, pp. 336-345, 2020.
- [2] H. W. Rivas, *Ferrocemento. Diseño y construcción*, Riobamba: La Fabrika Comunicación Integral, 2010.
- [3] Y. S. Cordoví and I. N. V. Quinatana, "Desde la tecnología del prefabricado actual hasta la prefabricación contra pedido," *Ciencia en su PC*, no. 1, pp. 104-115, 2017.
- [4] S. Marrero-Osorio and J. Martínez-Escanaverino, "Estrategia para el diseño paramétrico basado en modelos," *Ingeniería Mecánica*, vol. 3, pp. 39-46, septiembre 2008.
- [5] S. A. Marrero-Osorio, A. Romero-Vega and B. Triana-Pérez, "Parametric design process of an immersed vibrator applied in a slipform machine," vol. 20, no. 3, pp. 136-143, septiembre-diciembre 2017.
- [6] J. R. Álvarez, H. W. Rivas and D. Acosta, "Proposed joint for a Ferrocement Building Residential System," in *11th International Symposium on Ferrocement and Textile Reinforced Concrete 3rd ICTRC*, 2015.
- [7] M. J. C. Ayuso, "Ejemplos y concreciones en la realización de las cubiertas planas," *Cercha*, vol. Q, no. Qp-7, pp. 54-59, 2017.
- [8] "NC 55 Edificaciones- Sistemas para la impermeabilización de cubiertas con materiales bituminosos y bituminosos modificados-Especificaciones.," 2006.
- [9] M. C. O. Álvarez, H. W. Rivas and H. H. Sotomayor, "Diseño de un biodigestor de ferrocemento semisoterrado de cúpula fija," *Revista Cubana de Ingeniería*, vol. VII, no. 1, pp. 5-11, 2016.
- [10] S. Kaya and D. Salim, "Shear stiffness and capacity of joints between precast wall elements," Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, 2017.
- [11] X. Luo, H. Long, Y. Ou and a. S. Dong, "Study on finite element model....," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2021, no. ID 5553820, pp. 1-15, 2021.
- [12] H. Abdolpour, J. Garzón-Roca and G. Escusa, "FEM based numerical strategy for the analysis of composite modular floor prototype for emergency housing applications," *Journal of Structural Engineering*, vol. 146, no. 1, 2020.
- [13] S. A. M. Osorio, C. L. Burón and H. W. Rivas, "Tecnología de prefabricado flexible y resistente a desastres," in *13 Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura*, La Habana, 2006.



Comparación De Coeficientes De Presión Para Cubiertas De Edificaciones Bajas Por Diversas Normas

Comparison Of Pressure Coefficients For Low-Rise Buildings Rooftops According To Different Standards

Autor:

Manuel Alejandro Amador Núñez¹

Ingeniero Civil, estudiante de Maestría de Ingeniería Civil de la CUJAE, calle 114 No.11901 entre Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, e-mail: manuel93.ingcivil@gmail.com

RESUMEN

Todos los años ocurren fallas en cubiertas de edificaciones bajas debido a la acción de los vientos. Algunos investigadores opinan que estas pérdidas pudieran estar ocasionadas por insuficiencias en las normativas para el cálculo de las edificaciones ante este tipo de cargas. Uno de los aspectos que más influye es la manera de zonificar las superficies de la cubierta para la determinación de los coeficientes de presión externa y la interpretación de los valores máximos y mínimos a emplear para la combinación con las presiones internas. En este artículo se realizó en una primera parte, un análisis cualitativo de los coeficientes de presiones externas e internas de varias normativas y en una segunda etapa se compararon los coeficientes de presión externa que plantea el Eurocódigo con los de la actual norma cubana NC 285: 2003 para cuatro edificaciones con iguales dimensiones en planta y distintas inclinaciones de cubierta. Se calcularon también las acciones globales (combinación de presiones internas y externas) sobre las estructuras objeto de estudio por las dos normativas anteriores. La principal conclusión del estudio es que se recomienda realizar una revisión de los valores de los coeficientes de presión externa de la norma cubana vigente, la evaluación de una zonificación diferente de la cubierta y la inclusión de valores máximos y mínimos para la determinación de la carga de viento más desfavorable al combinar con las presiones internas.

Palabras claves: *cargas de viento, coeficientes de presión, cubiertas, edificaciones de baja altura.*

ABSTRACT

Wind action failures are a common occurrence among low-rise edifications every year. To some specialists the causes might be related to outdated design norms that fail to address those load levels. One of the main issues is the way the roof surface is zoned in order to pinpoint the external pressure coefficients as well as the interpretation of the range of values to be used to combine with the internal pressures. The first part of this paper is devoted to the qualitative analysis of the coefficients of both internal and external pressures according to several standards. Its second part, on the other hand, is dedicated to compare the internal pressure standards as stated in the Eurocode with those on the Cuban Standard NC 285: 2003. To that end we selected four low-rise buildings with the same plan dimensions, but with different rooftop slants. We also calculated the wide-ranging actions (internal and external pressure combinations) acting on the structures according to the stipulated in the two aforementioned standards. As a result, we concluded on the necessity of making a formal revision of the accepted values for the internal pressure coefficients as recorded in the current Cuban Standards. We also agreed to recommend a different rooftop zoning evaluation and the inclusion of lowest and upper limits for the most unfavorable wind-load to be accepted when combined with the internal pressures.

Keywords: Wind-loads, pressure coefficients, rooftops, low-rise buildings.

Nota editorial: Recibido noviembre 2021; Aceptado diciembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

Los fallos en las edificaciones bajas han llamado la atención de la ciencia desde el siglo XIX. Los trabajos de Irminger en 1894 y de Kernot en 1893 desarrollados en las primeras aplicaciones de túneles de viento son muestras de esto [1]. Sin embargo, los estudios sobre estas estructuras en túneles de capa límite fueron iniciados con profundidad en la década del 70 por Stathopoulos, cuyo trabajo creó las bases para el tratamiento de estas estructuras en las normas de Estados Unidos ASCE-7 [2] y Canadá NBCC [3]. A partir de aquí, diversas han sido las investigaciones que se han desarrollado sobre esta tipología, destacando los estudios en túneles de viento de capa límite atmosférica [4-6], las mediciones a escala real [7, 8] y los ensayos numéricos a partir del empleo de la dinámica computacional de fluidos [9-12]. Cada tipo estudios anteriores han aportado a la evolución de los coeficientes de presión en los códigos y normas de viento a nivel internacional; sin embargo, todos los años la acción de vientos extremos causa grandes pérdidas económicas debido a los fallos de estas estructuras. Esas construcciones son precisamente las que más abundan en el planeta; por lo tanto, la disminución de su vulnerabilidad ante los efectos del viento es la principal motivación para indagar en su comportamiento.

Los resultados de varias investigaciones [4, 8, 10, 12] muestran que estos fallos pudieran estar asociados con algunas deficiencias de las normas existentes, fundamentalmente en la determinación de los coeficientes de presión para las cubiertas de edificaciones de baja altura; que, de forma particular, son de los elementos con mayores índices de colapsos parciales o totales ante la ocurrencia de vientos extremos.

La forma en la que se comporta el viento al interactuar con una edificación baja por lo general

tiende a pasar por un proceso de separación y readhesión a la superficie [13], este fenómeno depende en gran medida de la intensidad de turbulencia generada por la cercanía a la capa rugosa del terreno y las modificaciones en la inclinación de la cubierta. La distribución de presiones sobre las estructuras experimenta un comportamiento no uniforme, teniendo una fuerte incidencia en la determinación de los coeficientes de presión externa para estas tipologías estructurales. Atendiendo a esto, sería razonable realizar una división por áreas que permitiera acotar mejor las regiones en las cuales se concentran las presiones máximas, para garantizar que no existiesen zonas en las que se subestime el diseño de las estructuras; sin embargo, en varias de las normativas de acción del viento sobre las construcciones no se presenta una marcada discretización de áreas en las cubiertas para la identificación de los coeficientes de presión como por ejemplo la norma cubana NC-285 [14], la norma internacional ISO-4354 [15] y la de Australia y Nueva Zelanda AS/NZS 1170.2-2011 [16]. La norma japonesa AIJ [17] y el en Eurocódigo EN 1991-1-4 [18] sí proponen una distribución por zonas para la obtención de los coeficientes de presión para cada una de las superficies, siendo la segunda de estas la que mayor semejanza tiene en cuanto a la regionalización de la cubierta y la burbuja de separación descrita por Holmes [13], que responde a las zonas de separación y adhesión del flujo de viento.

La presente investigación tiene como objetivos: el estudio cualitativo de las variaciones que existen en los coeficientes de presión externa e interna de varias normas internacionales de referencia con relación a la norma cubana Norma Cubana NC 285 [14] y la comparación cuantitativa de los coeficientes de presión externa y las acciones globales sobre varias estructuras entre la norma cubana y el Eurocódigo EN 1991-1-4 [18].

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. ESTUDIO CUALITATIVO DE LOS COEFICIENTES DE PRESIONES INTERNAS Y EXTERNAS DE VARIAS NORMAS

Coeficientes de presiones externas

La asignación de los coeficientes de presión externa para las cubiertas de una edificación baja depende de sus características geométricas (relación entre la altura y las dimensiones en planta de la edificación y la pendiente de la cubierta) indistintamente de la normativa que se analice; sin embargo, existe una marcada diferenciación en la forma de regionalizar la cubierta que propone cada normativa. Esta situación conduce a resultados diferentes de las fuerzas de viento para una estructura, si se analiza por un código u otro, aun teniendo las mismas características el viento climático.

Existen dos enfoques fundamentalmente: las normas que presentan un área predominante (norma internacional ISO-4354 [15] y la de Australia y Nueva Zelanda AS/NZS 1170.2-2011 [16]) o incluso una región única para toda la cubierta como es el caso de la norma cubana NC-285 [14] (ver Figura 1) y un segundo grupo que busca una mayor discretización de la cubierta, en aras de alcanzar mayor semejanza al proceso que experimenta el flujo de viento al interactuar con la estructura (ver figura 2). Este proceso experimentado por el viento se describe como una zona de separación o burbuja en la cual se generan los mayores gradientes de velocidad y turbulencia y el efecto predominante es de succión, y una zona de readhesión. Según lo planteado por Holmes [13], el área de influencia de esta zona depende de la intensidad de turbulencia; sin embargo, varias investigaciones [11, 19] indican que este comportamiento también depende de la inclinación de la cubierta y concluyen que, con el aumento de la pendiente, se produce una disminución en el tamaño de la burbuja. Dada esta disminución deberían esperarse coeficientes en succión en las cercanías al borde de ataque del viento con la cubierta a barlovento, con tendencia a disminuir e incluso pasar a efectuar presiones en la medida que sea más pronunciada la pendiente. En este segundo grupo se encuentran la norma japonesa AIJ [17] (ver figura 3) y el Eurocódigo EN 1991-1-4 [18] (ver figura 4), y como puede apreciarse de las figuras, la distribución por zonas del Eurocódigo, es de todas las planteadas la que mejor refleja el proceso del flujo de viento antes descrito.

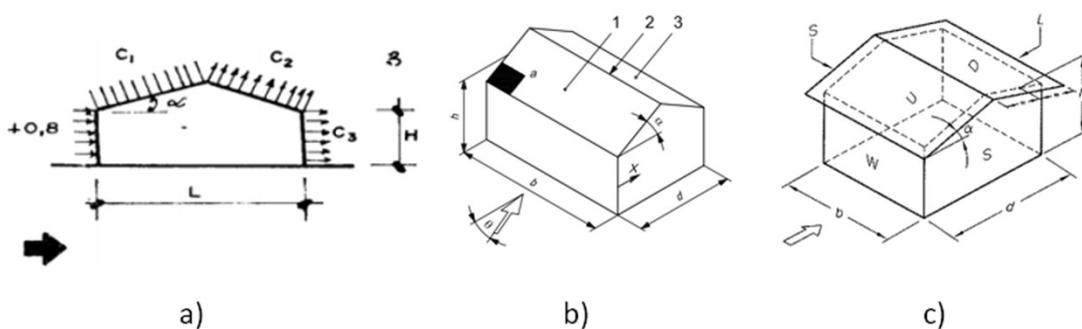


Figura 1: Distribución de áreas para la determinación de los coeficientes de presión. Dirección del viento perpendicular a la cumbre. a) NC 285: 2003 [14], b) ISO-4354 [15] y c) AS/ NZS 1170.2-2011 [16]

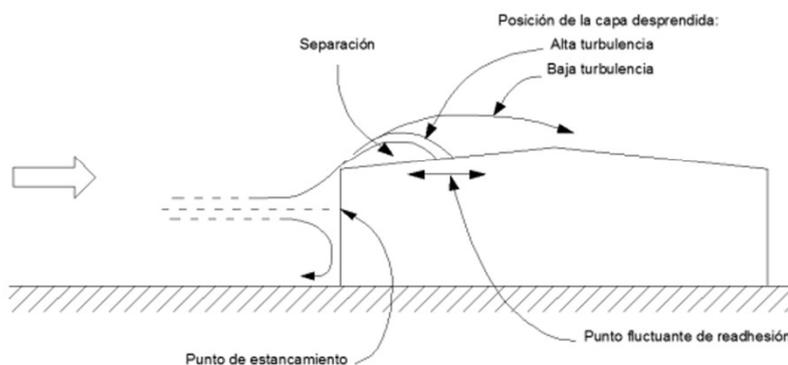


Figura 2: Patrón de flujo en un edificio de baja altura con cubierta inclinada

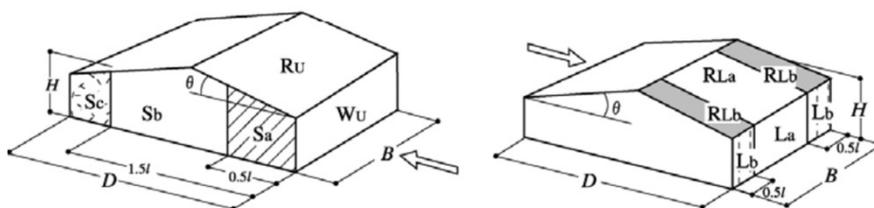


Figura 3: Distribución de áreas para la determinación de los coeficientes de presión. Dirección del viento perpendicular a la cumbre. AIJ [17]

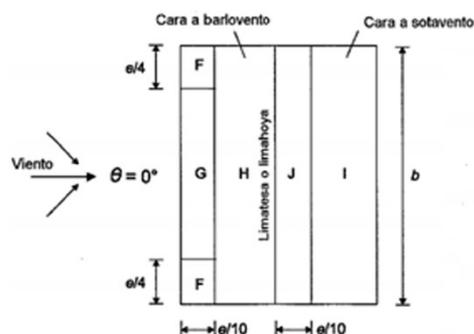


Figura 4: Distribución de áreas para la determinación de los coeficientes de presión. Dirección del viento perpendicular a la cumbre. EN 1991-1-4 [18]

Coeficientes de presiones internas

Los coeficientes de presión interna de una estructura se definen en función de su permeabilidad y del área de las aberturas externas. En varios de los códigos internacionales [15-18] se definen dos tipos de edificaciones en función de las áreas de aberturas en sus fachadas: estructuras sin fachada dominante y estructuras con fachada dominante. El sentido de influencia de estos efectos se define a partir de la posición de la cara con aberturas con respecto a la dirección de influencia del viento. Las estructuras sin fachadas dominantes son aquellas en las que solo existe una fachada con aberturas y en los casos en los que existan más

superficies abiertas, las áreas de huecos son similares en dimensión. Los valores de presiones internas se definen a partir de valores tabulados en la AIJ [17], ISO-4354 [15] y la AS/ NZS 1170.2-2011[16] o mediante gráficos como es el caso del Eurocódigo EN 1991-1-1-4 [18]. La tabla 1 muestra los valores tabulados para la ISO-4354 [15] que son los mismos que se plantean en la AS/ NZS 1170.2-2011 [16] y la figura 5 presenta el gráfico propuesto por el Eurocódigo EN 1991-1-1-4 [18]. En el caso de la norma japonesa solo se ofrecen valores para las edificaciones sin fachadas dominantes y no se ofrecen muchos detalles por eso se excluyen del análisis.

Tabla 1: Coeficientes de presión interna propuestos por la ISO-4354 y la AS/ NZS 1170.2-2011 para estructuras sin fachada dominante. Modificado de [15]

Condición	Cpi
Una pared permeable, el resto impermeable	
1. Pared a barlovento permeable	0,6
2. Pared a barlovento impermeable	-0,3
Dos o tres paredes permeables, el resto impermeable	
1. Pared a barlovento permeable	-1 0,2
2. Pared a barlovento impermeable	-0,3
Todas las paredes igualmente permeables	-0,3 0
Todas las paredes impermeables	-0,2 0

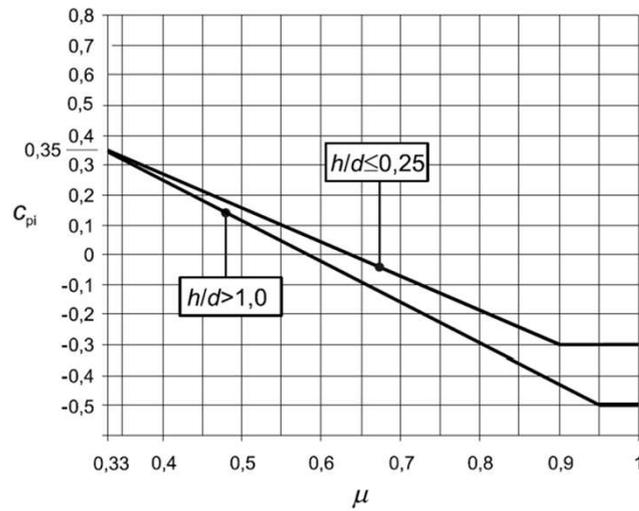


Figura 5: Gráfico de presiones internas propuesto por la EN 1991-1-1-4 [18]

Las estructuras con fachadas dominantes son aquellas que presentan una cara con área de aberturas considerablemente mayor al área del resto de aberturas de la edificación. Los valores de coeficientes de presión interna se definen a partir de la relación que existe entre estas áreas abiertas, y dependen también de los valores de presión externa de la superficie. La tabla 2 muestra los valores propuestos por la ISO-4354 [15] y la AS/ NZS 1170.2-2011 [16], mientras que en la tabla 3 se muestran los propuestos por el Eurocódigo EN 1991-1-1-4 [18].

Tabla 2: Coeficientes de presión interna propuestos por la ISO-4354 y la AS/ NZS 1170.2-2011 para estructuras con fachada dominante. Modificado de [15]

Ubicación de la fachada dominante	Relación entre el área de aberturas de la fachada dominante y el resto de las aberturas de la edificación				
	$\leq 0,5$	1	2	3	≥ 6
Pared a barlovento	-0,3 0	-0,1 0,2	0,7(Cpe)	0,85(Cpe)	(Cpe)
Pared a sotavento	-0,3 0	-0,3 0	1,3(Cpe)	1,1(Cpe)	(Cpe)
Pared lateral	-0,3 0	-0,3 0	(Cpe)	(Cpe)	(Cpe)
Cubierta	-0,3 0	-0,3 0,15(Cpe)	(Cpe)	(Cpe)	(Cpe)

Tabla 3: Coeficientes de presión interna propuestos por la EN 1991-1-1-4 para estructuras con fachada dominante. Modificado de [18]

Condición	Cpi
Cuando el área de las aberturas de la cara dominante es el doble del área de las aberturas de las caras restantes	0,75*Cpe
Cuando el área de las aberturas de la cara dominante es al menos 3 veces el área de las aberturas en las caras restantes	0,9*Cpe

En el caso de la norma cubana no se definen fachadas dominantes, los valores de los coeficientes de presión interna se determinan en función de la permeabilidad (μ %) como se muestra en la tabla 4. La permeabilidad se define como el porcentaje que ocupan las aberturas del área total de la fachada. Según el grado de permeabilidad de las paredes, se consideran dos tipos de edificaciones: parcialmente abiertas (μ entre el 2% y el 35%) y abiertas (μ mayor que 35%). Al igual que en el resto de las normas, el sentido de la fuerza a ubicar depende de la posición de las aberturas con respecto a la dirección del viento, como se muestra en la figura 6.

Tabla 4: Coeficientes de presión interna propuestos por la NC 285: 2003. Modificado de [14].

Permeabilidad $\mu\%$	Coefficiente de forma interior, C_i .
menor de 2	-
2 a 4	0,2
5 a 10	0,3
11 a 20	0,4
21 a 29	0,5
30 a 35	0,6
mayor de 35	abierto

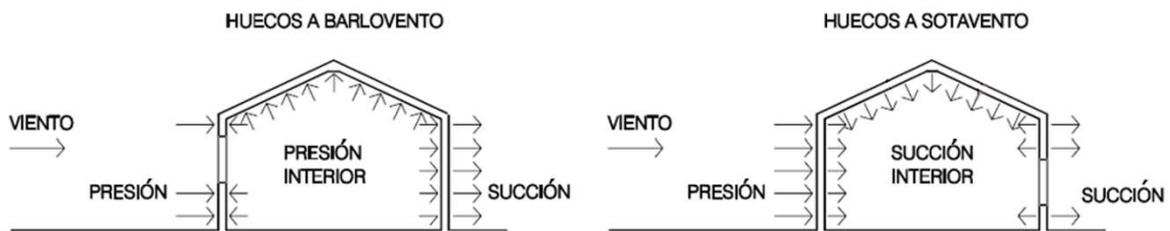


Figura 6: Acciones interiores alternativas para una misma dirección del viento en edificios abiertos.

2.2. Estudio comparativo entre los coeficientes del Eurocódigo y la norma cubana NC 285

En esta parte de la investigación se analizaron las diferencias entre los coeficientes de presión externa y las acciones globales sobre las estructuras (combinación de presiones internas y externas) a partir de aplicar la norma cubana NC 285 y el Eurocódigo. Se seleccionaron cuatro edificaciones con iguales dimensiones en planta e inclinaciones de cubierta diferentes de 10°, 20°, 40° y 60° y relaciones de H/L (elevación de muros y longitud paralela al viento) equivalente a 0,5 como muestra la figura 7.

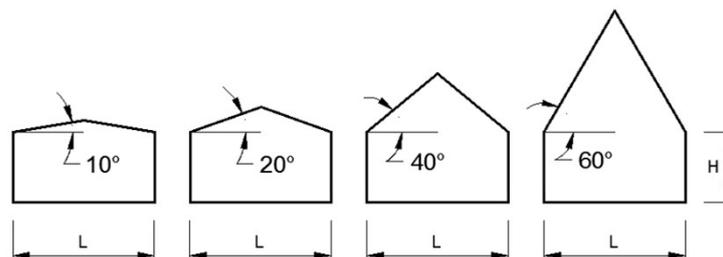


Figura 7: Geometría de la estructura para la determinación de los coeficientes de presión.

La norma cubana propone valores únicos de presión para cada superficie de la edificación. Como se observó en la figura 1a, la norma identifica los coeficientes de presión de las cubiertas a barlovento y sotavento como C1 y C2 respectivamente. Los valores de los coeficientes de presión se muestran en la tabla 5 y en ambos casos (C1 y C2) dependen de la relación entre H y L (elevación de muros y longitud en la dirección del viento). El valor del coeficiente C1 toma en cuenta la inclinación de la cubierta, pero en el caso de C2 el valor es el mismo indistintamente de la pendiente, lo cual no refleja el comportamiento de la burbuja de Holmes.

Tabla 5: Coeficientes de presión externa de la norma cubana. Modificado de [14]

Cubierta	Pendiente	H/L			
		0	0,5	1	≥2
C1	0°	0	-0,6	-0,7	-0,8
	20°	0,2	-0,4	-0,7	-0,8
	40°	0,4	0,3	-0,2	-0,4
	60°	0,8	0,8	0,8	0,8
C2		-0,4	-0,4	-0,5	-0,8

El Eurocódigo, a diferencia de la norma cubana, presenta dos valores de presión para cada zona, como se observa en la tabla 6, fundamentado en que el comportamiento turbulento del viento para las edificaciones bajas provoca la existencia de presiones positivas y negativas por las fluctuaciones en determinados periodos de tiempo. Esta situación conduce a que exista más

de una combinación a tener en cuenta para analizar el comportamiento del viento sobre la edificación. Como la norma cubana no refleja estas variaciones para una misma superficie, las comparaciones se realizaron solamente para la combinación del Eurocódigo que presentó valores del mismo signo que la norma cubana en función de cada cubierta (sotavento y barlovento).

Tabla 6: Coeficientes de presión externa del Eurocódigo para cubiertas a dos aguas. Modificado de [18].

Zonas										
Ángulos del techo α	Zonas cuando el viento está por 0°									
	F		G		H		I		J	
	Cpe, 10	Cpe, 1	Cpe, 10	Cpe, 1	Cpe, 10	Cpe, 1	Cpe, 10	Cpe, 1	Cpe, 10	Cpe, 1
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		0,2	
	0,0		0,0		0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-0,4	-0,4	-1,0	-1,5	
	0,2		0,2		0,2		0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2	-0,4	-0,4	-0,5		
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	0,7		0,7		0,6		0,0		0,0	
60°	0,7		0,7		0,7		-0,2		-0,3	
75°	0,8		0,8		0,8		-0,2		-0,3	

Los dos valores de coeficientes de presión que presenta el Eurocódigo para una misma superficie, tienen especial importancia cuando se realiza la combinación con las presiones internas que pueden generarse al estar total o parcialmente abierta la edificación. Para evaluar la importancia de la existencia de varias combinaciones de coeficientes de presión como las que propone el Eurocódigo, se realizó el cálculo de la acción total de las presiones para las edificaciones objeto de estudio definidas.

La norma cubana NC 285 como se mostró en el apartado 2.1, otorga un único valor de coeficiente de presión interna para todas las superficies,

indistintamente del valor de presión externa de la fachada dominante; a diferencia del Eurocódigo donde el coeficiente de presión interna se obtiene a partir de factorizar el valor del coeficiente de presión externa de la fachada dominante de la edificación. Para poder realizar la comparación dadas las particularidades del Eurocódigo, fue establecida como fachada dominante la ubicada a sotavento con un área de huecos dos veces mayor a la del resto de las fachadas, cuya área de huecos representa un 7% del área total de la fachada. En la figura 8 se muestran los valores de coeficientes de presión interna que se obtienen de la NC 285 y Eurocódigo, y como puede apreciarse son muy parecidos.

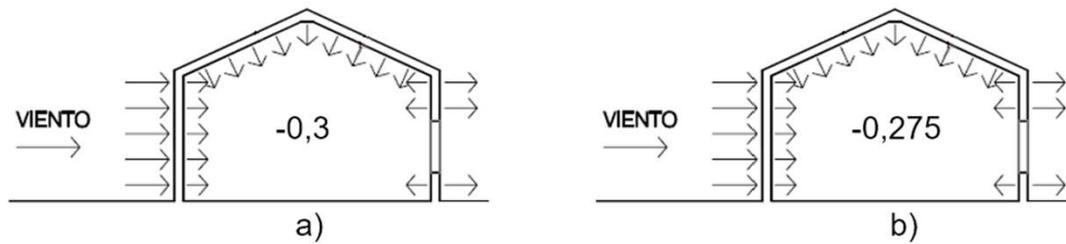


Figura 8: Valores de presión para superficies interiores a) norma cubana, b) Eurocódigo.

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

3.1 Comparación de los coeficientes de presiones externas

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de la comparación de los coeficientes de presión externa entre ambas normas, para las cuatro estructuras objeto de estudio (figuras 9 a 12). Como la norma cubana presenta un único valor para cada cubierta, barlovento o sotavento, los gráficos están organizados en función de la regionalización que propone el Eurocódigo, donde las superficies F, G y H se corresponden con la cubierta a barlovento y las superficies J e I con la cubierta a sotavento.

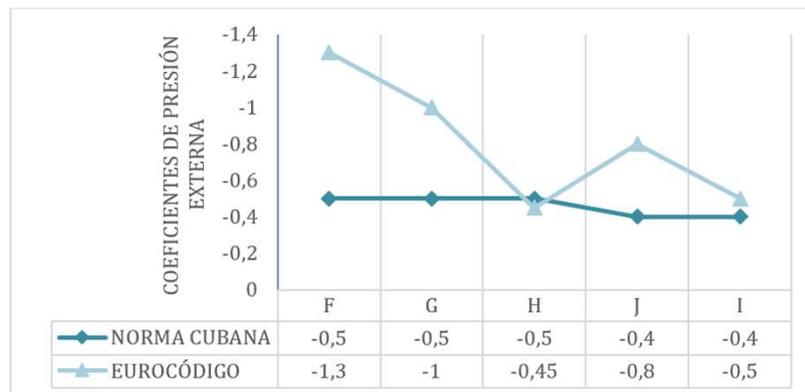


Figura 9: Valores de coeficientes de presión externa para estructura con 10°.

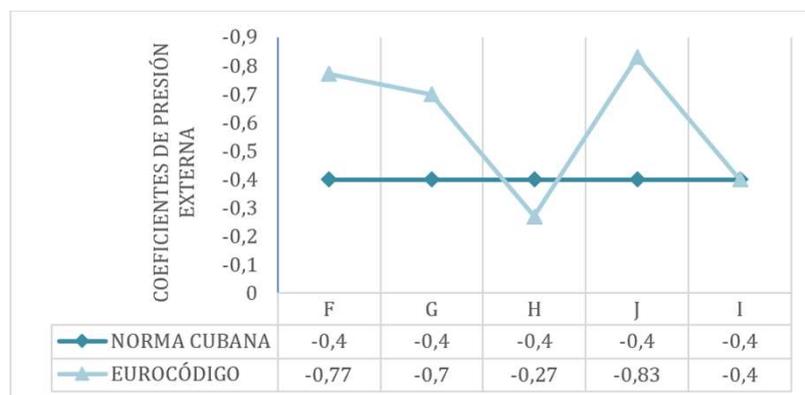


Figura 10: Valores de coeficientes de presión externa para estructura con 20°.

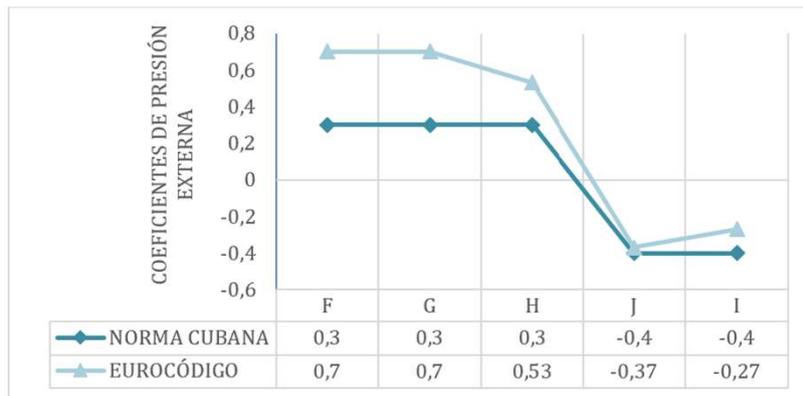


Figura 11: Valores de coeficientes de presión externa para estructura con 40°

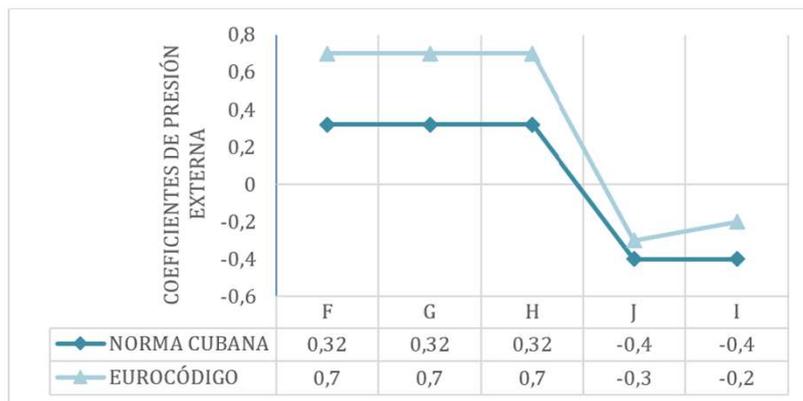


Figura 12: Valores de coeficientes de presión externa para estructura con 60°

Se aprecia de todos los gráficos que existen notables diferencias entre ambas normas, indistintamente de la inclinación de la cubierta de la estructura analizada. Estas diferencias se hacen más notables en las cubiertas con menores pendientes (figuras 9 y 10) y en las zonas ubicadas a barlovento, principalmente. Para las inclinaciones de 10° y 20° los coeficientes de la superficie a barlovento son de succión, mientras que los de las inclinaciones de 40° y 60° son de presión. Este comportamiento está asociado al fenómeno descrito de la figura 2, pues al aumentar la pendiente, la burbuja disminuye y por ende las turbulencias causantes de las succiones que experimentan las cubiertas. Sin embargo, para todas las inclinaciones coincide que en esta cubierta los coeficientes que propone el Eurocódigo son predominantemente mayores (hasta un 62% en el caso de las superficies F y G).

En la cubierta a sotavento (superficies J e I) los valores son de succión en todos los casos, y de forma similar a lo que sucede con la cubierta a barlovento, las mayores diferencias entre los valores de ambas normativas se presentan para las inclinaciones de 10° y 20°. Como se expresó antes, el coeficiente C2, de

la norma cubana no varía en función de la pendiente, lo cual contradice el comportamiento observado del viento en función de la inclinación y el tamaño de la zona de separación, y acentúa las diferencias con relación a la norma europea. Los valores que propone el Eurocódigo, como se aprecia de las figuras (9 y 10) llegan a ser dos veces mayores en la superficie J que los de la norma cubana.

3.2 Comparación de los coeficientes de presiones globales

En este apartado se muestran los resultados obtenidos de la de las acciones globales, coeficientes de presión externa combinados con los de presión interna por ambas normativas estudiadas. Las figuras de la 13 a la 16, muestran los valores de la comparación para las cubiertas de 10°, 20°, 40° y 60° respectivamente. En el Eurocódigo existen dos valores de presiones externas a considerar para cada inclinación de cubierta, como se evidenció de la tabla 6, lo que arroja varias combinaciones a realizar con relación a las presiones internas. Los resultados que se muestran a continuación son los más desfavorables de todas las combinaciones realizadas.

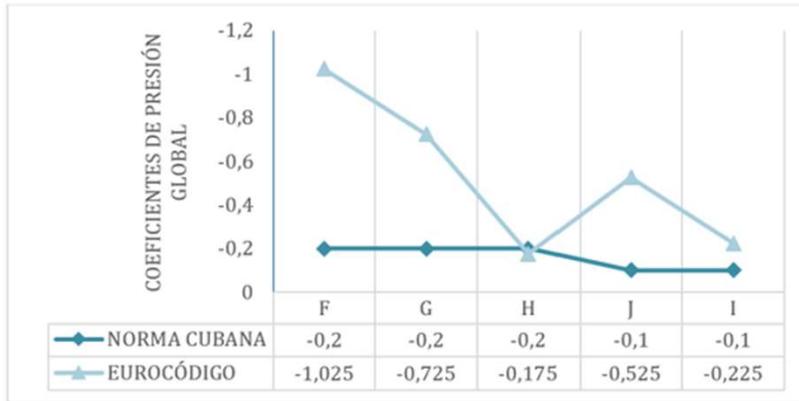


Figura 13: Valores de coeficientes de presión global para estructura con 10°

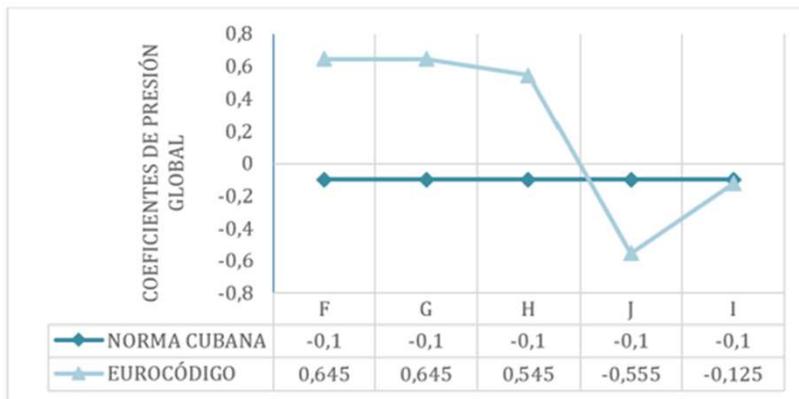


Figura 14: Valores de coeficientes de presión global para estructura con 20°

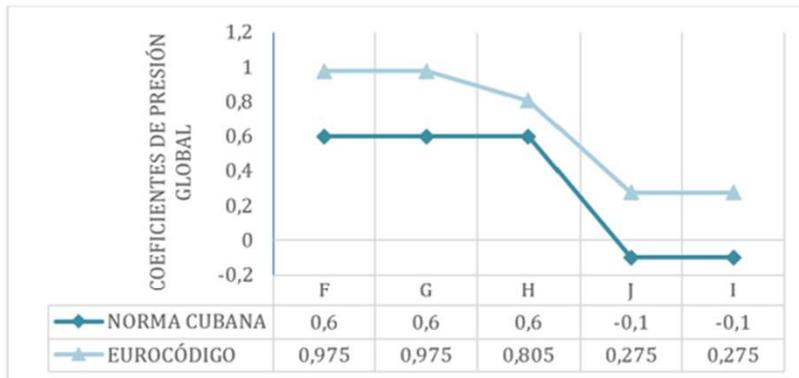


Figura 15: Valores de coeficientes de presión global para estructura con 40°

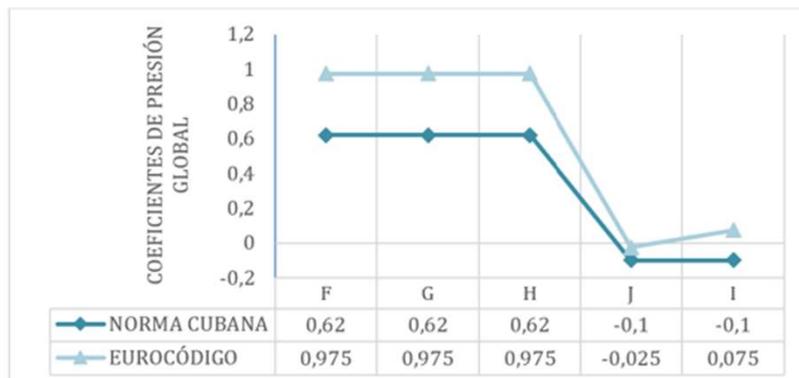


Figura 16: Valores de coeficientes de presión global para estructura con 60°

De forma general, como sucedió con los coeficientes de presiones externas, el análisis de las acciones globales también arroja que el Eurocódigo es el que genera predominantemente las acciones más desfavorables sobre las estructuras analizadas y estas diferencias se localizan en mayor proporción también, en la cubierta a barlovento y para las inclinaciones de cubierta de 10° y 20°. El efecto de las presiones internas provoca modificaciones en los valores de presión global sobre las estructuras e incluso su influencia en la edificación puede contrarrestar o favorecer el efecto predominante de las presiones externas y generar cambios de signos en las acciones predominantes. Sin embargo, los valores de los coeficientes de presión interna a combinar con los externos no tienen una variación considerable entre una norma y otra como se apreció en la figura 8. Se infiere del análisis, que las diferencias más importantes son ocasionadas por la proposición de varios coeficientes de presión externa para una misma superficie que presenta el Eurocódigo (que pueden ser positivos y negativos), con relación a la norma cubana. Este comportamiento se evidencia fundamentalmente en la cubierta a barlovento para las edificaciones con

20° y 40° de inclinación. En estos casos los valores más desfavorables que propone la norma cubana son de succión mientras que los propuestos por Eurocódigo son de presión.

Las edificaciones bajas con cubiertas a dos aguas son de las tipologías constructivas más empleadas en Cuba. A lo largo del territorio nacional pueden ser utilizadas como naves industriales para el almacenamiento y elaboración de numerosos artículos y como viviendas, principalmente en las zonas rurales. De manera general, estas edificaciones emplean elementos ligeros para las soluciones de cubierta lo cual aumenta su vulnerabilidad ante la influencia de los fuertes vientos. Los principales daños que se registran en algunas de estas estructuras se localizan en la cubierta a barlovento, y es precisamente la región donde se observan las mayores diferencias entre los coeficientes que propone el Eurocódigo y los de la norma cubana. En la figura 17 se observa cómo la zona más comprometida es la ubicada más cerca del borde de ataque del viento (superficies F y G). En la figura 18 se observa el comportamiento simultáneo de las presiones internas y externas al existir aberturas en las fachadas.



Figura 17: Daños en la cubierta del Aeropuerto Abel Santamaría de Santa Clara tras el paso de una tormenta [20]



Figura 18: Daños en viviendas con cubiertas ligeras en Cuba [21]

4. CONCLUSIONES

El comportamiento del flujo del viento sobre las estructuras bajas tiene como principio la formación de una zona de separación o burbuja en la cual se encuentran las mayores fluctuaciones en los valores de los coeficientes de presión. Debido a la no uniformidad en la distribución de presiones sobre una misma superficie de cubierta, el Eurocódigo propone una zonificación por franjas que se asemeja al comportamiento que experimenta el viento para este tipo de edificaciones. Distintos códigos internacionales, en especial la vigente norma cubana para el cálculo de viento NC 285: 2003 no presenta este tipo de distribución. En este estudio se realizó una comparación de los valores de coeficientes de presión externa que propone cada uno de estos códigos para cuatro edificaciones con relación de H/L equivalente a 0,5 e inclinaciones de cubierta de 10°, 20°, 40° y 60°. Los resultados evidenciaron que los valores de los coeficientes de presión externa propuestos en la norma cubana difieren considerablemente de los del Eurocódigo y en su mayoría son inferiores, llegando en algunos casos a ser la mitad del valor recomendado por la norma europea. Como la zona de separación y readhesión que experimenta el flujo cuando interactúa con la estructura se asemeja más a la distribución de los coeficientes que propone el Eurocódigo, podría indicar que algunas superficies de las cubiertas no estuviesen adecuadamente diseñadas con la norma cubana y por lo tanto fuese mayor su vulnerabilidad estructural frente a las acciones del viento. Las imágenes de estructuras falladas durante el paso de fuertes vientos en Cuba apoyan la suposición anterior. Los valores de los coeficientes globales resultantes de la combinación de las presiones externas con las internas que se derivan de la aplicación de la norma cubana, también se encuentran, para la mayoría de las superficies, por debajo de los que se obtienen cuando se aplica el Eurocódigo; sin embargo, el valor

del coeficiente de presión interna no varía considerablemente entre las dos normas para los casos de estudios analizados. Los resultados obtenidos indicaron que la combinación con las presiones internas de acuerdo con la aplicación del Eurocódigo puede generar variaciones, no solo en la magnitud, sino también en el tipo de presión a considerar sobre la superficie y que las diferencias están ocasionadas, en mayor medida, por la presencia de valores fluctuantes de presiones externas para una misma superficie. De manera general, se recomienda una revisión de los valores de los coeficientes de presión externa e interna de la norma cubana vigente, la evaluación de una zonificación diferente de la cubierta y la inclusión de valores máximos y mínimos para la determinación de la carga de viento más desfavorable al combinar con las presiones internas.

- [1] E. Simiu and R. H. Scanlan, "Wind effects on structures: fundamentals and applications to design," Third Edition. Canada: John Wiley & Sons, Inc, 1996.
- [2] ASCE-10, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010.
- [3] T. Stathopoulos, "Wind Engineering and Building Aerodynamics (BLDG 6071)," 2018.
- [4] M. Gierson, B. Phillips, and D. Duthinh, "Evaluation of ASCE 7-10 wind velocity pressure coefficients on the components and cladding of low-rise buildings using recent wind tunnel testing data," in 6th Int. Conf. on Advances in Experimental Structural Engineering, 2015.
- [5] P. L. Fernández-Cabán and F. J. Masters, "Effects of freestream turbulence on the pressure acting on a low-rise building roof in the separated flow region," *Frontiers in Built Environment*, vol. 4, p. 17, 2018.
- [6] M. Aldoum, "Wind Loads on Low-slope Roofs of Low-rise and Mid-rise Buildings with Large Plan Dimensions," Master Thesis, Department of Buildings, Civil Civil and Environmental Engineering, Concordia University, Montréal, Quebec, Canada, 2018, <https://spectrum.library.concordia.ca/id/eprint/984316/>
- [7] J. Li, Q. Li, and S. Hu, "Monitoring of wind pressures on gable roof of a low-rise building during tropical cyclones and comparisons with wind tunnel test results," *Structural Control and Health Monitoring*, vol. 26, no. 8, p. e2380, 2019.
- [8] R. Hoxey, A. Robertson, B. Basara, and B. Younis, "Geometric parameters that affect wind loads on low-rise buildings: full-scale and CFD experiments," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 50, pp. 243-252, 1993.
- [9] M. Ricci, L. Patruno, and S. De Miranda, "Wind loads and structural response: benchmarking LES on a low-rise building," *Engineering Structures*, vol. 144, pp. 26-42, 2017.
- [10] N. S. Fouad, G. H. Mahmoud, and N. E. Nasr, "Comparative study of international codes wind loads and CFD results for low rise buildings," *Alexandria engineering journal*, vol. 57, no. 4, pp. 3623-3639, 2017.
- [11] M. Atmaca, "Wind Tunnel Experiments and CFD Simulations for Gable-Roof Buildings with Different Roof Slopes," *Acta Physica Polonica, A.*, vol. 135, no. 4, 2019.
- [12] H. Zeyrek and S. Bekiroğlu, "Assessment of wind pressure by eurocode-1, ts 498 and cfd analyses for double-sloped roof building," *Sigma: Journal of Engineering & Natural Sciences/Mühendislik ve Fen Bilimleri Dergisi*, 2019.
- [13] J. D. Holmes, "Wind loading of structures," ed. T.F. e-Library. New York, 2007.
- [14] NC-285: 2003, "Carga de viento. Método de cálculo", ed. Cuba, 2003.
- [15] ISO-4354, "Wind action on structures," ed. Switzerland: International Organization for Standardization (ISO), 2009.
- [16] AS/NZS 1170.2:2011, "Structural Design actions, Part 2: Wind Actions," Australian/New Zealand Standard, 2011.
- [17] AIJ, "RLB Recommendations for loads on buildings. Structural Standards Committee," Architectural Institute of Japan. 2004.
- [18] EN 1991-1-4, "Eurocode 1: Actions on structures, General actions, Part 1-4: Wind actions," European Committee for Standardization: 2004.
- [19] F. Xing, D. Mohotti, and K. Chauhan, "Study on localised wind pressure development in gable roof buildings having different roof pitches with experiments, RANS and LES simulation models," *Building and Environment*, vol. 143, pp. 240-257, 2018.
- [20] L. Martínez. (2019, apr 29). Bohemia [Online]. Available: <http://bohemia.cu/>.
- [21] G. Veloz. (2021, Oct 6). Granma [Online]. Available: <https://www.granma.cu/>

Propuesta De Herramientas De La Confiabilidad Operacional Al Diagnóstico De Edificios

Proposal Of Operational Reliability Tools To The Diagnosis Of Buildings

Autores:

Liya Pérez Quiñones¹, Marietta Llanes Pérez²

¹Ingeniera Civil, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. La Habana. Cuba. E- mail: liyenpq@civil.cujae.edu.cu

²Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. La Habana. Cuba. E- mail: marietta@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Ninguna edificación está exenta de sufrir el deterioro paulatino de sus materiales componentes, elementos o sistemas, por lo que deben ser sometidos a evaluaciones durante su vida útil, incluso en la vida residual, con el objetivo de intervenir para rescatar las prestaciones que fueron definidas en la etapa de diseño. La necesidad de devolver a la edificación sus características iniciales, viene dada por el valor histórico, funcional, estructural o arquitectónico del inmueble; por tanto, el diagnóstico no puede ser improvisado. Existen metodologías para guiar al equipo evaluador en todo el proceso, pero las escasas herramientas que incorporen el análisis cuantitativo en la evaluación y la jerarquización de sus deterioros o sistemas afectados conllevaron a la búsqueda en otros campos de la ciencia y la ingeniería. El Análisis de Criticidad, la Técnica de Pareto y el Método de los Impactos fueron escogidos por proporcionar niveles de criticidad al deterioro o elemento evaluado, con lo que se establece la jerarquización de estos. Estas herramientas han sido aplicadas en procesos, maquinarias e industrias, no siendo así en el diagnóstico de edificaciones. Por tal motivo se realizaron ajustes a indicadores y parámetros que serán validados por el método de expertos Delphi. Los instrumentos obtenidos permiten la valoración de la lesión, elemento o sistema, tomando en consideración aspectos técnicos, funcionales, sanitarios, económicos, ambientales y arquitectónicos.

Palabras claves: ajuste, herramientas, parámetros, validación

ABSTRACT

No building is exempt from suffering the gradual deterioration of its component materials, elements or systems, so they must be subjected to evaluations during their useful life, even in the residual life, in order to intervene to rescue the benefits that were defined in the design stage. The need to return the building to its initial characteristics is given by the historical, functional, structural or architectural value of the property; therefore, the diagnosis cannot be improvised. There are methodologies to guide the evaluation team throughout the process, but the few tools that incorporate quantitative analysis in the evaluation and ranking of their deteriorations or affected systems, led to a search in other fields of science and engineering. The Criticality Analysis, the Pareto Technique and the Impacts Method were chosen because they provide levels of criticality to the deterioration or element evaluated, thereby establishing the hierarchy of these. These tools have been applied in processes, machinery and industries, not being so in the diagnosis of buildings. For this reason, adjustments were made to indicators and parameters that will be validated by the Delphi expert method. The instruments obtained allow the assessment of the injury, element or system, taking into consideration technical, functional, health, economic, environmental and architectural aspects.

Keywords: adjustments, parameters, tools, validation

Nota editorial: Recibido noviembre 2021; Aceptado diciembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

La evaluación técnico- constructiva de un edificio parte del estudio diagnóstico que se realiza a cada uno de los sistemas componentes, siempre con el objetivo final de devolver la funcionalidad o modificar las características iniciales definidas en el diseño de la edificación. Para organizar los trabajos en la realización del diagnóstico de un edificio, sistema o parte componente, se requiere establecer una metodología que guíe al equipo evaluador durante todo el proceso; estas metodologías pueden estar definidas o ser elaboradas por el propio equipo para cada objeto de estudio, dependiendo de las características de la edificación, la precisión en los resultados y la necesidad de intervención.

En Cuba, generalmente, la forma de acometer este tipo de trabajos, es a través de metodologías propuestas como la RED DURAR [1], que propone inspecciones visuales y toma de datos específicos además de la realización de ensayos [2]. Existen otras metodologías elaboradas [3-5] con un objetivo común, el estudio diagnóstico de edificios, y que concluyen con la evaluación general a partir de las inspecciones y los ensayos realizados, pero sin un orden de intervención que pueda ser definido a partir de la evaluación de las lesiones identificadas en los sistemas componentes del edificio. A partir de lo anterior surge la necesidad de indagar en otros

campos de la ciencia y la ingeniería en la búsqueda de métodos o herramientas que den respuesta a esta problemática. El uso de las herramientas de la Confiabilidad Operacional para la evaluación técnico-constructiva de los edificios es un área novedosa, pero de obligatoria investigación pues resulta factible para determinar el nivel de criticidad que presenta cada deterioro detectado en la edificación. Este indicador es cuantificable y por lo tanto establece la jerarquización de las lesiones, lo que permite el análisis de cada sistema a partir de la frecuencia, el impacto y la detectabilidad de las fallas.

El Análisis de Criticidad, la Técnica de Pareto y el Método de los Impactos son herramientas nunca antes utilizadas para la evaluación del patrimonio construido, su utilización se destaca en la evaluación de procesos, maquinarias, tecnologías y otros, fundamentalmente en el área de la industria [6-10]. Por este motivo se hace necesario ajustar estas herramientas al área de la construcción en cuanto a: terminología, niveles de criticidad, indicadores y ponderación de estos.

Presentar este grupo de herramientas a criterios de expertos en la temática de evaluación de edificios, es fundamental para la validación de estos métodos novedosos en el área y su futura aplicación en el diagnóstico y valoración de los deterioros existentes en las edificaciones.

2. HERRAMIENTAS DE LA CONFIABILIDAD OPERACIONAL

La Confiabilidad Operacional se define como una serie de procesos de mejora continua, que incorporan en forma sistemática, avanzadas herramientas de diagnóstico, metodologías de análisis y nuevas tecnologías, para optimizar la gestión, planeación, ejecución y control de la producción industrial. La Confiabilidad Operacional lleva implícita la capacidad de una instalación (procesos, tecnología, recursos humanos), para cumplir su función o el propósito que se espera de ella, dentro de sus límites de diseño y bajo un específico contexto operacional [11].

Son múltiples las herramientas de que se sirve la confiabilidad con el fin de formular planes estratégicos para lograr la excelencia en las actividades de mantenimiento, entre ellas se encuentran: análisis de criticidad, análisis de modos y efectos de falla, análisis causa- raíz, inspección basada en riesgos, análisis costo- riesgo- beneficio y costo del ciclo de vida.

2.1 Análisis de Criticidad

El Análisis de Criticidad es una herramienta que permite jerarquizar sistemas, instalaciones y equipos, en función de su impacto global, con el fin de facilitar la toma de decisiones [12]. También evalúa criterios de frecuencia de falla, impacto operacional, flexibilidad operacional y su impacto en la salud e higiene ocupacional, cuyos resultados se ordenan de mayor a menor, estableciendo prioridades de actuación [13]. Para la determinación del índice de criticidad existen ecuaciones matemáticas, las más conocidas en la literatura son [14]:

- Criticidad = Consecuencia * Probabilidad de ocurrencia * Detectabilidad o, (1)
- Criticidad = Consecuencia * Probabilidad de ocurrencia (2)

Para un análisis más riguroso se propone en la literatura la determinación del índice de criticidad y el índice de complejidad, tomando como base determinados indicadores que aparecen en la Tabla 1 [15]:

Tabla 1. Indicadores de criticidad y complejidad

Indicadores de criticidad	Indicadores de complejidad
<ul style="list-style-type: none"> • Impacto a la producción (IP) • Costos promedios de mantenimiento (CM) • Frecuencia de falla (F) • Nivel de utilización (NU) • Redundancia (R) • Impacto en consumo específico de combustible (ICE) • Detectabilidad (D) • Impacto en el factor de insumo (IFI) • Impacto en salud y seguridad (ISHE) • Impacto ambiental (IA) 	<ul style="list-style-type: none"> • Influencia de la logística (IL) • Tiempo de desmontaje (T. Des) • Influencia del entorno (IE) • Tiempo de diagnóstico (T. Diag)

Los resultados que se obtienen de los modelos de criticidad y complejidad, se ordenan en una matriz, (Figura 1), donde los valores medios permitirán establecer el contenido de los cuadrantes de dispersión de los activos [16]:
 Cuadrante I contiene los equipos de mayor índice de criticidad y de complejidad
 Cuadrante II los equipos de mayor complejidad y menor criticidad
 Cuadrante III los equipos de menor complejidad y criticidad
 Cuadrante IV los equipos de mayor criticidad y menor complejidad

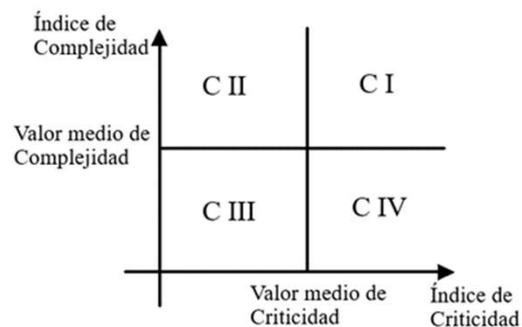


Figura 1. Gráfico de matriz de Criticidad contra Complejidad [16]

En la literatura también aparecen matrices de criticidad diseñadas sobre la base de códigos de colores (Figura 2), que denotan la menor o mayor intensidad de los niveles de criticidad a partir de las magnitudes de consecuencias y frecuencias de ocurrencia de eventos [17].

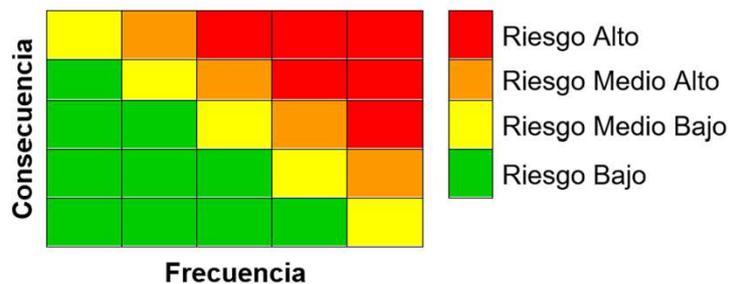


Figura 2. Matriz de criticidad [17]

El análisis de criticidad es una técnica de fácil manejo y comprensión en la cual se establecen rangos relativos para representar las probabilidades y/o frecuencias de ocurrencia de eventos y sus impactos o consecuencias, para lo cual se debe realizar la estimación de los puntajes de la frecuencia y el impacto. Los valores pueden ser definidos a partir de estudios semejantes que aparecen en la literatura [17] o a través de entrevistas y/o encuestas al personal especializado en la temática [16], donde seleccionen de acuerdo con sus criterios y conocimiento, el valor de la puntuación que será asignada a cada indicador, tomando como base las características propias de su campo de acción [15]. Los puntajes de los parámetros o indicadores pueden ser tan diversos como modelos de análisis de criticidad existan, pues cada equipo evaluador puede elaborar y validar su propia metodología.

2.2 Técnica de Pareto

Esta técnica se basa en un análisis estadístico, en este caso aplicado a la fiabilidad y se realiza el análisis a partir de las frecuencias que presentan las fallas identificadas en un sistema, con lo que se obtiene la clasificación de las mismas en clase A, B y C (Tabla 2). La clase A estará asociada a los deterioros de mayor criticidad, la clase B, a los de mediana criticidad y clase C a los de menor criticidad; a partir de lo cual se establece la relación de importancia entre los porcentos obtenidos en cada clase (Tabla 3) [9].

Tabla 2. Resumen estadístico de Pareto [9]

Identificación de la falla	Frecuencia ocurrencia	Frecuencia Absoluta	Frecuencia Relativa	Suma acumulada	Frecuencia Acumulada	Clasificación por categorías
1	-	-	-	-	-	A
2	-	-	-	-	-	A
3	-	-	-	-	-	A
4	-	-	-	-	80	A
5	-	-	-	-	-	B
...	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	C
Total	-	-	-	-	-	

Tabla 3. Resumen por clases [9]

Clase	% de rubros dentro de la clase	% acumulado que representa cada clase	Establecer relación	Razón de importancia absoluta	Razón de importancia relativa
A	-	-	-	-	-
B	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-

2.3 Método de los Impactos

Este método se basa en analizar diversos parámetros técnicos- económicos y en función de su importancia se categoriza cada parámetro en A, B o C. Con la observación que cada parámetro se valora individualmente sin pensar en la influencia en los demás, como si él solo decidiera la clasificación. Al final se suman las categorías para cada uno de los elementos analizados y se decide cuál es la categoría que le corresponde a dicho elemento. [10]

I. Intercambiabilidad	X. Seguridad operacional
II. Régimen de Operación	XI. Condiciones de explotación
III. Nivel de Utilización	XII. Protección del medio ambiente
IV. Parámetro principal	XIII. Comportamiento operacional precedente
V. Mantenibilidad	XIV. Calificación del operario
VI. Conservabilidad	XV. Caracterización y exigencias del cliente al cual se le presta un servicio
VII. Grado de automatización	XVI. Valor de la hora de trabajo de la máquina
VIII. Valor de la máquina	
IX. Factibilidad de aprovisionamiento	

3. PROPUESTA DE AJUSTE DE LAS HERRAMIENTAS

A continuación, se presentan los procedimientos para la aplicación de las herramientas en el área de la evaluación técnica- constructiva de edificios. La validación de los parámetros e indicadores forman parte de un estudio, que pretende determinar qué herramienta se ajusta mejor al análisis de los sistemas componentes de una edificación. Por tal razón se ha dividido el edificio en sistema estructural, sistema no estructural y sistema hidrosanitario.

Procedimientos para la aplicación de las herramientas:	
1.	Determinación de los índices de frecuencia, impacto y detección para cada uno de los deterioros identificados en el sistema analizado
•	Análisis de criticidad
1.	Determinación del índice de criticidad por la ecuación (1) a partir de los índices determinados
2.	Determinación de los niveles de criticidad por la matriz patrón, a partir de los índices de frecuencias e impactos
•	Técnica de Pareto
1.	Análisis estadístico de las frecuencias acumuladas a partir de los porcentos de frecuencia de ocurrencia
2.	Análisis estadístico de las frecuencias acumuladas a partir del índice de impacto de cada deterioro
•	Método de los impactos
1.	Análisis de cada deterioro a partir de los parámetros y categorías establecidos en el método
2.	Determinación de las categorías de cada deterioro

Frecuencia de ocurrencia

Para definir el índice de frecuencia o el valor del deterioro teniendo en cuenta la frecuencia de ocurrencia, se considera suficiente establecer tres niveles, para los cuales se proponen diferentes rangos o intervalos que deben ser seleccionados por los especialistas a partir de su experticia en la evaluación de edificios. A continuación la Tabla 4 muestra lo presentado a los expertos.

Tabla 4. Selección de los rangos en el índice de frecuencia

Frecuencia	Valor del deterioro	Índice de frecuencia (porcentaje de ocurrencia) (%)					Descripción
		>50	>60	>70	>80	>90	
Alta	3	>50	>60	>70	>80	>90	Se busca el % del total de veces que aparece un deterioro con respecto al total de las lesiones identificadas
Media	2	5- 50	15- 60	25- 70	35- 80	40- 90	
Baja	1	<5	<15	< 25	<35	<40	
Selección							

3.1 Impacto o consecuencia

El impacto que genera una lesión está dado por las consecuencias que genera la existencia de esta en un elemento o sistema determinado, ello se puede evaluar a partir de los campos o áreas afectadas por un deterioro determinado, estableciendo valores que dependan de su importancia. Lo primero a definir en la determinación del índice de impacto, son los campos que pueden ser afectados por cualquier lesión que aparezca en los sistemas componentes del edificio.

- **Estructura:** Este campo se tendrá en cuenta cuando la lesión identificada afecte directamente los sistemas componentes de la edificación, sean estructurales o no.
- **Funcionalidad:** Se tomará en cuenta si el deterioro afecta alguno de los procesos o flujos que forman parte indispensable de la funcionalidad de la edificación, interrumpiendo o entorpeciendo las actividades propias según su misión.
- **Salud:** Está determinado para las lesiones que afectan la salud de los usuarios o visitantes de la edificación.
- **Medio Ambiente:** Se tendrá en cuenta cuando la lesión afecte de forma directa el espacio en que se desarrolla la vida de los organismos y su interacción.
- **Afectación económica:** Cuando se afecta la producción, los servicios, la actividad económica u otros sistemas independientes del analizado.
- **Confort:** Este campo está directamente relacionado con el bienestar y la comodidad de la persona en su medio, que puede ser su centro de trabajo, su vivienda o el lugar que suele frecuentar.
- **Estética:** Se tomará en cuenta cuando los deterioros afecten la armonía arquitectónica.
- **Disponibilidad:** Está asociado a los recursos necesarios para el restablecimiento de la zona afectada por la lesión.
- **Costo por reparación:** El objetivo de toda evaluación es la valoración de reparación del elemento o sistema afectado.

Tabla 5. Definición de los campos afectados

Campos que afecta el deterioro		Descripción
Campo	Selección	
1. Estructura		El impacto se tendrá en cuenta según la cantidad de campos que afecte un mismo deterioro
2. Funcionalidad		
3. Salud		
4. Medio Ambiente		
5. Afectación económica		
6. Confort		
7. Estética		
8. Disponibilidad		
9. Costo de reparación		

Para fundamentar la afectación en cada uno de los campos se establecen los indicadores que se deben considerar en estos (Tabla 6), los que pueden ser modificados por los especialistas encuestados.

Tabla 6. Indicadores a considerar en los campos

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Cargas	Procesos	Contaminación del aire	Naturaleza	Actividad económica	Confort visual	Conceptos	Mano de obra	
Uniones	Flujos	Contaminación del agua	Sociedad	Proceso de producción	Confort higrotérmico	Formas	Materiales	
Elementos estructurales		Contaminación electromagnética	Humanidad	Afectación a otros sistemas o elementos	Confort acústico	Colores	Tecnologías	
Elementos no estructurales					Confort olfativo			
Instalaciones eléctricas					Confort sicológico			
Instalaciones hidráulicas								
Instalaciones sanitarias								

Definidos los indicadores que se deben tener en cuenta en cada uno de los campos es necesario precisar la importancia de estos, para lo que se ha establecido un rango de 1 a 3. Es decir, que los expertos deben seleccionar los campos y su nivel de importancia tomando en consideración los indicadores que responden a estos.

Tabla 7. Nivel de importancia de los campos seleccionados

Campos que afecta el deterioro	
Campo	Nivel de importancia Del 1 al 3
Estructura	
Funcionalidad	
Salud	
Medio Ambiente	
Afectación económica	
Confort	
Estética	
Disponibilidad	
Costo de reparación	

Para determinar el índice de impacto de un deterioro se establece la sumatoria de todos los campos afectados directamente por este. Ecuación (3)

$$\text{Índice de impacto} = \sum \text{importancia de los campos afectados} \quad (3)$$

Se propone, a partir de los niveles de importancia de los campos y la máxima sumatoria de esta, establecer los rangos o intervalos que darán como resultado el índice de impacto de cada deterioro. Tabla 8

Tabla 8. Selección de los rangos en el índice de Impacto

Impacto	Valor del deterioro	\sum importancias de los campos afectados			Descripción
Severo	3	>10	>20	>30	Se determinan todos los campos que son directamente afectados por el deterioro analizado
Moderado	2	5- 10	15- 20	20- 30	
Perceptible	1	<5	<5	< 5	
Selección					

3.2 Detectabilidad

Para la detectabilidad de una lesión se debe analizar la dificultad para detectar y/o analizar el estado de esta (Tabla 9), asociado a los recursos que se requieren para ello. A continuación, se muestra la propuesta para la determinación de este índice.

Tabla 9. Valor del deterioro en cuanto a detección

Detección	Valor del deterioro	Descripción
Incierta	3	Hay pocas posibilidades de detectar la aparición de la lesión primaria (se requiere la opinión de expertos y uso de equipos)
Casi cierta	2	La probabilidad de detección de la lesión primaria es moderada (se requiere solo la opinión de expertos)
Cierta	1	Por lo general es fácil de detectar la aparición de la lesión primaria (cualquier persona puede detectar la existencia)

En este caso solo es necesario la aceptación o no por los expertos y/o la modificación de los criterios planteados en la tabla anterior.

3,3 Análisis de Criticidad

Una vez determinados los índices de frecuencia, impacto y detección se procede al cálculo del índice de criticidad por la ecuación (1). El valor obtenido de este índice no brinda límites para los intervalos de los diferentes niveles de criticidad, es por ello que se recomienda el análisis a través de la matriz. Para la determinación de los niveles se propone una matriz de 3x3 (Tabla 10) basada en un código de colores que los especialistas deben definir. En esta matriz la intersección de los menores valores de frecuencia e impacto corresponde a los deterioros con menores índices presentados en estos parámetros y para el caso de los máximos valores de los mismos parámetros están asociados a los deterioros con mayores frecuencias de ocurrencia e impacto severo en la edificación.

Tabla 10. Matriz de criticidad

Matriz de criticidad		Impacto		
		1	2	3
Frecuencia	3			
	2			
	1			
Niveles de criticidad				
Alto (A)		Medio (M)		Bajo (B)

3.4. Técnica de Pareto

En la literatura se recomienda, para el estudio de fiabilidad de un sistema, realizar el análisis estadístico a partir de las frecuencias de ocurrencia [9], este parámetro no es el que más influye en las construcciones, por lo que se propone analizar además estadísticamente el impacto que las lesiones existentes pueden generar (Tabla 11). Para el análisis, se toman como valores de frecuencia, el conteo de deterioros o el porcentaje del área afectada y para el caso del análisis del impacto se toma la sumatoria de las importancias dadas a los campos afectados. La determinación de las clases se mantiene sin modificaciones.

Tabla 11. Análisis estadístico de Frecuencia o Impacto

Identificación de la falla	Frecuencia/ Impacto de deterioros	Frecuencia Absoluta	Frecuencia Relativa	Suma acumulada	Frecuencia Acumulada	Clasificación por categorías
1	-	-	-	-	-	A
2	-	-	-	-	-	A
3	-	-	-	-	-	A
4	-	-	-	-	80	A
5	-	-	-	-	-	B
...	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	C
Total	-	-	-	-	-	

El análisis estadístico a partir de las frecuencias acumuladas no requiere ser avalado por los expertos en el tema de diagnóstico de edificios, pues se trata de una herramienta válida para cualquier rama de la ciencia, aportando valiosos resultados para la toma de decisiones.

3.5 Método de los impactos

El método cuenta con 16 parámetros que no se ajustan a las condiciones de una edificación, por lo que serán presentados a los especialistas para la selección de aquellos que mejor se adaptan a las características del objeto de estudio. En cada deterioro deben ser analizados todos los parámetros y definida su categoría.

- ___1. Intercambiabilidad: Consiste en la facilidad de ser sustituido el elemento deteriorado por otro similar.
- ___2. Régimen de Operación: Se refiere a la posibilidad de que el elemento pueda cumplir su función con presencia del deterioro.
- ___3. Nivel de utilización: Este representa la vida útil de cada parámetro de la edificación
- ___4. Parámetro principal: Se refiere a un parámetro característico del elemento que garantiza la calidad de su función.
- ___5. Mantenibilidad: Es una de las propiedades de la fiabilidad del elemento y corresponde con la facilidad para ejecutarle el mantenimiento, la accesibilidad a sus partes y componentes, según sus características constructivas.
- ___6. Conservabilidad: Es otra propiedad de la fiabilidad del elemento que refleja la sensibilidad de su resistencia al medio que la rodea, es decir los deterioros producidos por la agresividad del medio.
- ___7. Grado de automatización: Este parámetro evalúa los grados de libertad del elemento para trabajar sin la acción del hombre.
- ___8. Seguridad operacional Consiste en evaluar la medida en que el elemento puede afectar al hombre.
- ___9. Valor del deterioro: Es el valor en el momento de diagnosticar y reparar un deterioro, está referido a equipos y materiales para su detección, evaluación y reparación.
- ___10. Factibilidad de aprovisionamiento: Se refiere a la facilidad que exista para garantizar los suministros de equipos y materiales para el mantenimiento y reparación de un deterioro.
- ___11. Condiciones de explotación: Tiene en cuenta las condiciones que caracterizan la explotación del elemento.
- ___12. Protección del medio ambiente: Se refiere a la posible afectación al medio que produce la existencia del deterioro.
- ___13. Comportamiento precedente: Se refiere a la aparición repetida de un deterioro en un mismo elemento.
- ___14. Calificación del operario: Está relacionado con el nivel y habilidad del operario que tiene la responsabilidad del mantenimiento y reparación del elemento.
- ___15. Caracterización de los trabajos de reparación: Se refiere a la necesidad de controlar rigurosamente la actividad que realiza el operario en la reparación de un deterioro.
- ___16. Valor de la hora de trabajo de la detección del deterioro: Se refiere a lo que cuesta producir una hora de trabajo durante la explotación del elemento.

A continuación, se presenta el ajuste de las categorías con las modificaciones pertinentes para el área de la construcción. Estas definen el nivel de criticidad del elemento o deterioro analizado. Los especialistas, en el cuestionario, deben aceptar o no la propuesta presentada y realizar los comentarios necesarios y suficientes para su posterior modificación. Con lo cual, se puede interpretar que la categoría A se corresponde a los deterioros de mayor nivel de criticidad, la categoría B a los de nivel medio de criticidad y la categoría C a los de bajo nivel de criticidad.

1. Intercambiabilidad:
 - A. Si el elemento afectado por dicho deterioro es irremplazable, o su labor no puede realizarse por ningún otro componente
 - B. Si es reemplazable su función por otro elemento
 - C. Si su función puede ser ejecutada por cualquier otro elemento semejante
2. Régimen de Operación:
 - A. Deterioros que impiden el funcionamiento del elemento que afecta
 - B. Deterioros que afectan en alguna medida el funcionamiento del elemento
 - C. Deterioros que no afectan el funcionamiento del elemento

3. Nivel de utilización
 - A. Los elementos más utilizados, que cualquier necesidad de mantenimientos correctivo afectaría la edificación
 - B. Son menos utilizados, puede haber mantenimiento sin afectar otros elementos
 - C. Muy poco utilizados, puede haber mantenimientos sin afectar otros elementos
4. Parámetro principal
 - A. Los que poseen el parámetro de mayor valor
 - B. Los de valor medio
 - C. Los de bajo valor
5. Mantenibilidad:
 - A. Deterioros en elementos de poca mantenibilidad, de difícil acceso a sus partes, es decir, de difícil detectabilidad y reparación
 - B. Son de complejidad media, donde el acceso no es tan difícil a todos los componentes
 - C. Deterioros en elementos de poca complejidad y elevada mantenibilidad, donde el acceso es fácil a casi todos los componentes
6. Conservabilidad:
 - A. Deterioros que aparecen debido a la agresividad del medio en que se encuentra el elemento
 - B. Deterioros que aparecen debido a la inadecuada explotación del elemento
 - C. Deterioros que aparecen producto a condiciones normales de explotación y tiempo de uso del elemento
7. Grado de automatización
 - A. Elementos automatizados, los cuales prácticamente laboran sin la acción del hombre
 - B. Elementos semiautomáticos, el hombre tiene que intervenir
 - C. Elementos no automáticos
8. Seguridad operacional
 - A. Son aquellos deterioros que generan gran impacto en la seguridad, es muy peligrosa su existencia
 - B. Son aquellos que pueden provocar impactos menos graves
 - C. Son poco peligrosos y no ofrecen inseguridad
9. Valor del deterioro:
 - A. Los de mayor valor
 - B. Los de valor moderado
 - C. Los de menor valor
10. Factibilidad de aprovisionamiento:
 - A. Aquellos deterioros con dificultades serias en el aprovisionamiento para la reparación
 - B. Los que tienen asegurado el abastecimiento de algunos equipos y materiales
 - C. Los que poseen grandes posibilidades de suministros de equipos y materiales
11. Condiciones de explotación
 - A. Son deterioros que imposibilitan la explotación del elemento
 - B. Deterioros que modifican las condiciones de explotación del elemento
 - C. Serán los que no interfieren en la explotación del elemento
12. Protección del medio ambiente:
 - A. Son los deterioros que afectan directamente al medio ambiente
 - B. Los que lo afectan en alguna medida, indirectamente
 - C. Las que no afectan al medio en ningún momento
13. Comportamiento precedente:
 - A. Deterioro que aparece periódicamente en el mismo elemento
 - B. Deterioro que aparece esporádicamente en un elemento
 - C. Deterioro que aparece por vez primera
14. Calificación del operario:
 - A. El operario requiere de gran especialización para acometer la reparación de un deterioro
 - B. El operario no requiere especialización
15. Caracterización de los trabajos de reparación:
 - A. Máxima exigencia en el control de un trabajo
 - B. Requiere control moderado
 - C. No requiere control durante la realización de los trabajos
16. Valor de la hora de trabajo para la detección del deterioro
 - A. Mayor valor de hora de trabajo
 - B. Menor valor de hora de trabajo

4. CONCLUSIONES

Con los ajustes propuestos al Análisis de Criticidad, la Técnica de Pareto y el Método de los Impactos, se obtienen tres herramientas para aplicar en el estudio diagnóstico de edificios, a partir de los índices de frecuencia, impacto y detectabilidad y del análisis de parámetros técnicos- económicos. Estas herramientas proporcionan resultados cualitativos y cuantitativos de los niveles de criticidad, que permiten la valoración de la lesión, elemento o sistema evaluado, tomando en consideración aspectos técnicos, funcionales, sanitarios, económicos, ambientales y arquitectónicos. Como parte del estudio, las herramientas ajustadas serán aplicadas a los sistemas componentes de una edificación, con el objetivo de validar de forma práctica los indicadores y parámetros propuestos. Además se debe corroborar la factibilidad de aplicación de las tres herramientas en los sistemas: estructural, no estructural e hidrosanitario.



- [1] I. D. Cruz, F. C. Mestre y J. M. R. Ruiz, «Diagnóstico estructural de los edificios IMS de 18 niveles del centro urbano Sierra Maestra,» *Ciencia en su PC*, n° 1, pp. 47-57, 2011.
- [2] CYTED, Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado, Brasil, 1997.
- [3] D. C. Sánchez, K. M. L. Chang y J. L. C. Sánchez, «Un nuevo enfoque para la estimación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de instalaciones educacionales,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 14, n° 1, pp. 1-20, 2020.
- [4] J. A. C. Hernández, C. A. R. Morfa, M. M. G. Lorenzo y O. L. Jiménez, «Utilización de la Inteligencia Artificial en el diagnóstico patológico de edificaciones de valor patrimonial,» *Informes de la Construcción*, vol. 64, n° 527, pp. 297-305, 2012.
- [5] A. H. Oroza y D. G. Bouza, «Influencia del micro-ambiente en el interior de una edificación sobre la corrosión del acero de refuerzo,» *CENIC Ciencias Químicas*, vol. 46, pp. 45-55, 2015.
- [6] S. Noguera, L. Amendola, T. Depool y J. Belisario, «Análisis de sensibilidad en modelo de criticidad del aerogenerador como soporte para implementar proyecto de gestión de mantenimiento de activos,» de *XIV International Congress on Project Engineering*, Madrid, 2010.
- [7] M. B. H. Calzada, M. L. B. Vallina, A. M. d. C. Serpa, E. F. Guerra y A. D. Concepción, «Análisis de criticidad de grupos electrógenos de la tecnología fuel oil en Cuba,» *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, vol. 21, n° 3, pp. 55-61, 2012.
- [8] J. E. M. Frías, A. E. Rivas y R. J. Matthews, «Análisis de criticidad de plataformas,» *Asociación Argentina de Materiales*, pp. 29-42, 2011.
- [9] C. M. B. Borjas, «Ley de Pareto aplicada a la fiabilidad,» *Ingeniería Mecánica*, vol. 8, n° 3, pp. 1-9, 2005.
- [10] E. Rodríguez, C. M. Bonet y L. Pérez, «Propuesta de sistema de mantenimiento a los vehículos de transporte urbano y agrícola de una base de transporte de carga,» *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, vol. 22, n° 2, pp. 61-67, 2013.
- [11] Á. Aguinaga, «Confiabilidad operacional para la ingeniería del mantenimiento,» de *8 Congreso Iberoamericano de Ingeniería Mecánica*, Cusco, 2007.
- [12] Y. Oropesa y Y. Álvarez, «El análisis de criticidad como herramienta para disminuir las fallas en los activos,» *CubaMan, Nota Técnica*, n° 361, 2018.
- [13] H. Espín y A. Cabrera, «Análisis de Criticidad y AMEF para Gestión de Mantenimiento Centrado en la Confiabilidad,» Buenos Aires, Argentina, 2018.
- [14] A. del Castillo, M. Brito, Brito y E. Fraga, «Análisis de criticidad personalizados,» *Ingeniería Mecánica*, pp. 1-12, 2009.
- [15] A. Díaz, M. Toledo, A. del Castillo y J. Cabrera, «Obtención de un modelo de criticidad para los equipos y sistemas tecnológicos de una termoeléctrica,» *Ingeniería Energética*, pp. 217-227, 2016.
- [16] A. Díaz, F. Pérez, A. del Castillo y M. L. Brito, «Propuesta de un modelo para el análisis de criticidad en plantas de productos biológicos,» *Ingeniería Mecánica*, vol. 15, n° 1, pp. 34-43, 2012.
- [17] E. Gutiérrez, M. Agüero y I. Calixto, «Análisis de Criticidad Integral de Activos,» de *www.reliarisk.com*, Maracaibo, Estado Zulia, Venezuela, 2007.

