Revista Ciencia y Construcción

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





Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría

(CUJAE), Cuba

Editor Ejecutivo

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

Editores Asociados

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

Comité Científico

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

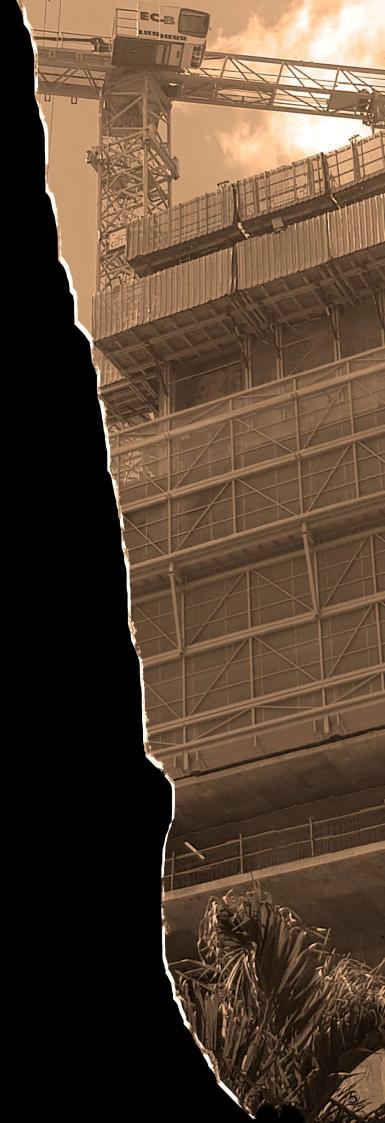


- 03-04 Sumario
- 05 Sección 1: Artículos de Investigación
- 06-21 Análisis Patológico De Las Edificaciones Construidas Con El Sistema Sandino En La Comunidad Canasí
 - o Est. Claudia de la Caridad Rodríguez León
 - Dra. Odalys Álvarez Rodríguez
- 22-34 Tomografía Ultrasónica En La Evaluación De Estructuras De Hormigón Armado
 - Ing. Javier Ballote Álvarez
 - Est. Iván J. Gómez Matías
 - o Dr. Orlando R. Carraz Hernández
 - o M.Sc. Alejandro Fernández Domínguez
- 35-49 Influencia De La Interacción Dinámica Suelo Estructura En El Desempeño Y El Mecanismo De Colapso De Una Edificación De Tipología Mixta Bajo Carga Sísmica
 - o Ing. José Alejandro Sariol Pérez
 - o Dr. Nelson Fundora Sautié
 - Dra. Janet Otmara Martínez Cid
- 50-61 Discordancias Entre La Evaluación Del Deterioro Y Los Pronósticos Del Comportamiento Sísmico De Edificaciones Prefabricadas
 - o Dra. Yamila Concepción Socarrás Cordoví
 - Dr. Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu



- 62-74 Impacto Ambiental Del Sistema SERMAP PRFV Y Su Comparación Con Otros Sistemas De Viviendas
 - o Ing. Gabriel Martínez Licea
 - o Dr. Hugo Rafael Wainshtok Rivas
 - o Dra. Isel del Carmen Díaz Pérez
 - o Dr. Sergio Alfredo Marrero Osorio
- 75 Sección 2: Artículos de Revisión
- 76-89 Optimización De Torres Auto Soportadas Mediante Técnicas Heurísticas. Una Revisión De La Literatura
 - o Est. Adriana de la Caridad Fernández Castillo
 - M.Sc. Javier Alejandro García Miranda
 - o M.Sc. Juan Carlos Verdecia Somoano
 - o Dra. Vivian Elena Parnás
 - o Dra. Patricia Martín Rodríguez
- 90-109 Revisión Bibliográfica Sobre Ensayos A Compresión En Prismas De Mampostería
 - o Ing. Erick Cuza Bayón
 - Ing. Orlando Reyes Viñas
 - o Dr. Nelson Fundora Sautié
 - Dra. Janet Otmara Martínez Cid
- 110 Sección 3: Artículos de Estudio de Casos
- 111-121 Elección De Grúas Con Cubetas Para El Hormigonado De Las Obras De Construcción En Cuba
 - Dr. René Antonio Puig Martínez
 - Dra. Marietta Llanes Pérez

artículos de investigación



Análisis Patológico De Las Edificaciones Construidas Con El Sistema Sandino En La Comunidad Canasí

Pathological Analysis Of The Buildings Raised Under The Sandino System Specifications In The Canasí Community

Autores

Claudia de la Caridad Rodríguez León¹, Odalys Álvarez Rodríguez²

¹ Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría, Calle 114, No. 11901, e/ Ciclovía y Rotonda. Marianao. La Habana. Cuba, E-mail: claudiarodriguezleon499@gmail.com

² Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias Técnicas, Profesora Titular, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría, Calle 114, No. 11901, e/ Ciclovía y Rotonda. Marianao. La Habana. Cuba, E-mail: oar@civil.cujae.edu.cu, odalysar1964@gmail.com

RESUMEN

El Sistema Sandino ha sido empleado a lo largo de casi 50 años para la construcción de viviendas en Cuba, tanto en zonas urbanas como rurales. Pocas han sido las publicaciones que abordan las características y evolución del sistema y, sobre todo, cómo se comporta este ante el paso del tiempo. En el presente trabajo se realiza un estudio patológico de cuatro edificaciones construidas con el Sistema Sandino ubicadas en una comunidad cercana al litoral norte de la provincia Mayabeque y que sobrepasan las cuatro décadas de explotación. Mediante la inspección visual, se caracterizaron los elementos componentes, se identificaron las principales lesiones, sus causas y se propusieron técnicas de intervención para solucionarlas haciendo uso de fichas técnicas. El análisis estadístico y técnico, para evaluar la criticidad aplicando la Matriz Patrón de Criticidad, de los deterioros resultó que: los de mayor incidencia (100%): la falta de pintura y la existencia de grietas y fisuras en uniones entre losas prefabricadas de hormigón armado que conforman los entrepisos, siendo esta última la de mayor criticidad (Alta Criticidad - 6%), mientras que los elementos estructurales más afectados son los entrepisos (23%), balcones (20%) y escaleras (13%). Las principales causas que originaron los deterioros fueron: la presencia de humedad proveniente del deterioro de los sistemas de cubierta, que también fueron analizados, y la corrosión de las barras de refuerzo de los elementos estructurales.

Palabras claves: criticidad, deterioro, ficha técnica, lesión, Sistema constructivo Sandino

ABSTRACT

For almost 50 years the Sandino System has been a rural and urban housing building fixture in Cuba. However, very few literature has been written on its features, evolution and, above all, on the way it endures the passing of time . This paper tackles this subject by making a pathological study of four buildings raised more than forty years ago under the aforementioned system specifications and located at a rural community close to the coastal area in the Mayabeque province. Via visual inspection its basic elements were characterized, its main damaged areas were identified as well as it causes and, by means of technical sheets, intervention and solution proposals were made. The statistical and technical analysis to make a critical evalution by using the Criticality Pattern Matrix of the deteriorations concluded that: the main factor of incidence (100%): lack of proper paint coating and the existence of cracks and fissures in the joints of the concrete slabs of the mezzanines, this last one by all means the most critical (High Criticality – 6%), whereas the most damaged structural elements were the mezzanines (23%), balconies (20%) and stairs (13%). Main deterioration sources were humidity as a result of bad roofing protection and its corrosive effects on the steel bars of the structural elements of the system.

Keywords: criticality, deterioration, technical sheet, damage, Sandino Constructive System.

Nota Editorial: Recibido: Enero 2022 Aceptado: Febrero 2022

1. Introducción

Durante casi 50 años en Cuba ha sido empleado el Sistema Sandino para dar solución a viviendas unifamiliares o multifamiliares empleando edificaciones de una, dos y tres plantas ubicadas tanto en zonas urbanas como rurales del país [1, 2]. La industrialización de la construcción, específicamente el uso de sistemas constructivos basados en paneles pequeños, que no requieren de equipos de izaje para su ejecución, es una alternativa muy acertada que ha sido utilizada tanto en Cuba como en otros países de esta área geográfica para la construcción de viviendas [3].

El adecuado comportamiento ante fenómenos climatológicos extremos, su versatilidad para adoptar variantes arquitectónicas diversas, la modulación de sus columnas, paneles de cierre e interiores y, sobre todo, la posibilidad de utilizar techos de diferentes materiales, hacen de este sistema uno de los que brinda mayores posibilidades de utilización. De ahí que este sea una de las principales opciones de Cuba, en un momento en que el Programa de la Vivienda es uno de los priorizados por el Ministerio de la Construcción para resolver un problema muy sensible.

En el litoral norte de la provincia de Mayabeque se encuentra ubicada una pequeña comunidad construida con el Sistema Sandino que tiene ya más de 45 años de explotación. A continuación, se presenta el estudio patológico [4-7] realizado por métodos organolépticos a las edificaciones de esta comunidad con el objetivo de evaluar el comportamiento del sistema a lo largo de su prolongado período de vida, ya cercano al medio siglo. Para esto se caracterizaron los elementos componentes, se identificaron las principales lesiones, sus causas y se propusieron técnicas de intervención para solucionarlas haciendo uso de fichas técnicas.

2. Caracterización del grupo de edificaciones





Figura 1: Macro localización de la comunidad Figura 2: Micro localización de la comunidad Canasí Canasí

Todas las edificaciones poseen la misma modulación y los apartamentos también son similares. En sus interiores se pueden hallar: sala, comedor, tres habitaciones dormitorio, baño, cocina, un pequeño patio de servicio y un balcón, donde se encuentra la entrada de acceso a las viviendas. En la figura 3 se puede apreciar la vista en planta correspondiente a los edificios más pequeños, notando así la distribución de locales. La vista en plata de los edificios más grandes completa su dimensionamiento con un efecto espejo de este que se muestra.

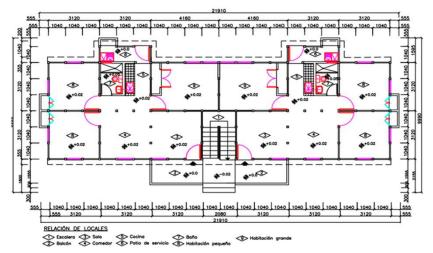


Figura 3: Distribución de locales en planta de los edificios pequeños. Fuente: Elaborado por las autoras

2.1 Identificación del sistema constructivo

A continuación, se muestran las figuras 4-7 que corresponden a las fachadas de los edificios. Se puede notar a priori que todos exhiben la misma tipología constructiva, lo que indica que no hay más que un solo sistema constructivo prevaleciente, lo que facilita la identificación del mismo de forma genérica.



Figura 4: Edificio 1. Fachada frontal



Figura 5: Edificio 2 a) Fachada frontal b) Fachada frontal ampliada de la escalera 1 c) Fachada frontal ampliada de la escalera 2





Figura 6: Edificio 3. a) Fachada frontal b) Fachada frontal ampliada de la escalera 1 c) Fachada frontal ampliada de la escalera 2



Figura 7: Edificio 4. Fachada frontal

Observando detenidamente las fachadas se pueden apreciar detalles que, a simple vista con los conocimientos apropiados sobre el tema, permiten descubrir el sistema constructivo de las edificaciones. Estos rasgos característicos son los siguientes:

- La modulación de los pequeños cinco paneles prefabricados que son sostenidos por las columnas.
- No hay presencia de una terminación incorporada entre los paneles, se notan las juntas entre ellos.
- No existe alero entre los dos niveles, solo se observa la protuberancia de la viga de cerramento.

En la figura 8 se muestran los aspectos anteriormente comentados y se resalta mediante un señalamiento el considerado como más notable y característico: muros modulados de pequeños paneles entre columnas; el cual hace que se identifica el sistema constructivo.



Figura 8: Edificio 1. Columnas y paneles en muros característicos del Sistema Sandino

Teniendo en cuenta lo expuesto y la fecha de construcción de las edificaciones (1975) no quedan dudas al identificar el sistema constructivo prefabricado del que se trata como Sistema Sandino.

EL Sistema Sandino es un sistema prefabricado, de tecnología muy simple que corresponde a la escala más baja de los sistemas prefabricados en lo que se refiere a la tecnología de fabricación y montaje. Fue creado por el Arq. José M. Novoa, en La Habana, Cuba, en los años '50 y se ha usado hasta la actualidad, en su mayoría en zonas rurales.

A lo largo de toda Cuba aún existen activas plantas de producción de este tipo de prefabricado con la idea de seguir explotando las ventajas económicas que requiere su empleo y pensando también en la rapidez con la que se construyen viviendas con este tipo de sistema; aspectos tan significativos para el país.

De las plantas de prefabricado se obtienen las columnas y los pequeños paneles que, conjuntamente, conforman los muros de este sistema. Los demás elementos estructurales como cimientos se logran in situ al igual que las vigas de cerramento en la mayoría de sus casos, y para los entrepisos y cubiertas queda un abanico abierto de elecciones pudiendo ser prefabricadas o no [1]

2.2. Identificación de los elementos estructurales de los edificios

Cimentación

El sistema se apoya en cimentaciones corridas hormigonadas in situ que descansan sobre bases cuadradas de hormigón ciclópeo, las que se deben ubicar cada tres o menos intercolumnios y donde exista la intersección de dos o más muros, según lo requiera el proyecto. En las cimentaciones corridas, durante su hormigonado, es preciso dejar cajuelas para insertar luego las columnas prefabricadas sandino. Estos orificios se crean con la ayuda de cuñas metálicas elaboradas a medida, que se colocan antes del hormigonado de la cimentación y posteriormente son retiradas para que las columnas ocupen su lugar con la mayor exactitud posible; la holgura restante entre estos elementos se rellena con mortero para concluir la unión. La figura 9 muestra detalles de las secciones longitudinales y transversales de dicha cimentación para una mejor comprensión de lo que se ha descrito.

La presencia de este tipo de cimentación en las edificaciones que se estudian se puede notar perfectamente; véase en la figura 10 la claridad con que se aprecia la cimentación corrida apoyada sobre la base ciclópea en una de las esquinas del Edificio 1.

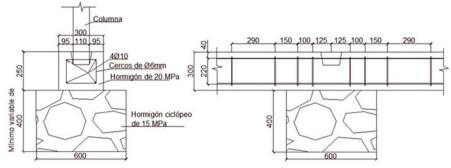


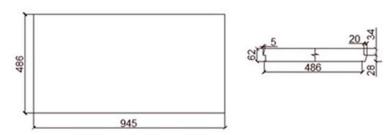
Figura 9: Detalles de la sección transversal y sección longitudinal de la cimentación corrida. Fuente: [9]

Figura 10: Edificio 1. Cimentación del sistema prefabricado Sandino

Muros

Las columnas prefabricadas de 2,435 m de altura pueden o no poseer pases para instalaciones eléctricas y, además, son las encargadas de sostener entre ellas mediante un agarre mecánico los cinco pequeños paneles, con dimensiones invariables (figura 11) que cubren toda su altura, formando en consecuencia los muros prefabricados del Sistema Sandino. Los montajes de estos elementos se realizan de forma manual.

Las columnas, además, presentan diferentes secciones (figura 12) que dependen de la cantidad de muros que lleguen a ellas por sus cuatro caras.



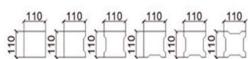


Figura 11: Detalles del dimensionamiento de los paneles del muro sandino. Fuente: [9]

Figura 12: Secciones de las columnas prefabricadas sandino. Fuente: [9]

En la figura 13 se muestra una vista en planta de la unión entre los pequeños paneles y las columnas prefabricadas y en la figura 14 se observa la concatenación perfecta de estos elementos (paneles y columnas) para conformar un muro sandino, lo cual resulta característico de este sistema constructivo.

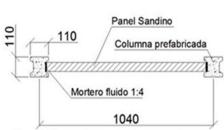


Figura 13: Unión entre paneles y columnas prefabricadas sandino. Fuente: [9]



Figura 14: a) Modelo del muro sandino. Fuente: [9] b) Edificio 1. Muro sandino

Viga de cerramento

La rigidez del muro en este sistema constructivo se logra con una viga de cerramento hormigonada in situ, que incluye la barra de acero saliente de las columnas prefabricadas para crear una unión empotrada entre estos elementos. Dichas vigas también serán el sustento del nivel superior por lo que se tiene en cuenta, como en las cimentaciones corridas, la conformación de los orificios para que las columnas queden perfectamente insertadas, se cuida la continuidad estructural y se evita que gane la excentricidad.

La figura 15 resume gráficamente el proceso de construcción de la viga cerramento in situ. Si se sigue el orden lógico de las imágenes, primero se ve el proceso de encofrado que incluye la colocación y empalmado de los aceros, posteriormente se supone el hormigonado y el desencofre, donde se respetan los espacios para colocar las columnas del próximo nivel, y que posteriormente se colocan las columnas y se rellenan las ranuras para completar la unión, siendo esto lo que se resalta en el último paso. En la figura 16 se aprecia la viga cerramento del Edificio 1 en su etapa de explotación, construida siguiendo el procedimiento anteriormente comentado.



Figura 15: Modelo resumen del proceso de elaboración de la viga cerramento. Fuente: [9]



Figura 16: Edificio 1. Viga cerramento del Sistema Sandino

Entrepiso y cubierta

El tipo de entrepiso y cubierta del Sistema Sandino puede tener varias opciones [1, 9], pero en el caso de las edificaciones que se analizan son de losas prefabricadas de 0,1 m de espesor con un ancho menor que 1,0 m porque las losas cubren aproximadamente el mismo espacio que un intercolumnio de eje a eje (1,04 m) y, aun así, queda entre ellas un espacio en el que se colocó al menos una barra de acero en la junta para lograr el vínculo entre ellas. Estos detalles se pueden apreciar en las figuras 17 y 18 donde se muestran imágenes tomadas al entrepiso y la cubierta respectivamente del Edificio 1, donde se pueden ver las grietas y fisuras que permiten detectar el ancho estimado de las losas.

Lo que hace la diferencia entre las losas de entrepiso y las de cubierta es que estas últimas son un poco más alargadas para aprovechar esta longitud en voladizos de 0,55 m para formar los aleros en el último nivel (figura 18).





Figura 17: Edificio 1. Fisuras y grietas en unión entre losas prefabricadas de entrepiso

Figura 18: Edificio 1. Grietas y fisuras en unión entre losas prefabricadas de cubierta en la zona del alero

Escaleras

Las edificaciones estudiadas presentan escaleras multi-ramas de hormigón (figura 19), dentro de un mismo desnivel solo dos ramas. Se debe prestar especial atención a la forma en que se encuentran las losas con el descanso intermedio, pues presentan la ventaja de ofrecer un descanso de ancho uniforme en su plano superior, sin embargo, de la manera como se ha planteado no resulta con suficiente estética por su plano inferior ya que la línea de intersección con el descanso de las losas correspondientes a las ramas inferior y superior, no son coincidente, de ahí que por este tipo de diseño pudiera decirse que este elemento fue hormigonado in situ.



Figura 19: Edificio 4, escalera 1. Escalera multirrama hormigonada in situ.

Balcones

La estructuración de los balcones se considera que fue concebida mediante un hormigonado in situ del voladizo ya que, a diferencia del resto de los entrepisos y cubiertas, es imposible notar las juntas entre las losas prefabricadas. Además, en la evaluación de uno de los balcones deteriorados (figura 20) se distinguió a raíz de su desprendimiento, la ubicación de las barras de acero de refuerzo y la no presencia de elementos prefabricados en esta zona de la estructura; lo que da lugar a la confirmación de la hipótesis inicial referida a que se trata de un hormigonado in situ de todos los balcones por igual en cada edificación.



Figura 20: Edificio 2, escalera 2. Balcón deteriorado por corrosión de las barras de acero de refuerzo.

2.3. Tipo de fabricación de cada elemento estructural del sistema identificado

El Sistema Sandino presenta características definidas para la mayoría de sus elementos en cuanto a su fabricación, como ya se mencionó en **2.2**, de ahí que se clasifique como prefabricado pues la mayoría corresponde a este tipo de tecnología constructiva. Siendo así, es un sistema muy versátil al asignarle los demás elementos que no son propios, pues estos son adaptados con facilidad independientemente de ser prefabricados o no.

En la tabla 1 se muestra un resumen de los elementos estructurales identificados en las cuatro edificaciones analizadas y el tipo de fabricación que se pudo apreciar.

Tabla 1: Tipo de fabricación de los elementos estructurales

Elementos estructurales	Tipo de fabricación
cimiento corrido	in situ
columna	prefabricado
panel para muro	prefabricado
viga de cerramento	in situ
losas de entrepiso	prefabricado
escalera	in situ
balcón	in situ

3. Análisis estadístico y técnico de las lesiones estructurales

La figura 21 presenta un ejemplo de las fichas técnicas elaboradas para la evaluación de los 16 deterioros [4, 7, 8, 10-13], de los cuales se podrán apreciar a continuación los más significativos en imágenes tomadas durante la inspección visual (figuras 22-26). Destacar que estos deterioros han aparecido paulatinamente durante los casi 50 años de vida funcional de las edificaciones y que nunca han sido sometido a ningún tipo de mantenimiento.

Nombre de la edificación: Edificio 1, Edificio 2, Edificio 3 y Edificio 4. Código: EN-02 Descripción: Dirección: Comunidad Canasí, Santa Cruz del Norte, Mayabeque Año de construcción: 1975 Se observan grietas y/o fisuras en las uniones de las losas prefabricadas de entrepisos. En algunos casos, mayormente en el último nivel de las edificaciones, se notan alguna Sistema Constructivo: Sanding manchas de humedad en estas zonas o cercanas a ellas, y abofamientos. ELEMENTO AFECTADO: LOSAS PREFABRICADAS DE ENTREPISO No se logra apreciar el estado de las barras de acero de refuerzo, pero pudiera considerarse que la pérdida de su sección transversal es menor del 20%, dado que no existe un abofamiento excesivo ni tampoco se aprecian partes desprendidas, que NOMBRE DE LA LESIÓN: **GRIETAS Y FISURAS EN UNIONES** mayormente son provocadas por el aumento de volumen de la barra de acero por la lmagen de la lesión oxidación de esta, provocando el desprendimiento del recubrimiento del acero de la losa hasta que ocasiona su caída. Posibles causas: Error de ejecución.
 Humedades por filtración. - Ambiente agresivo. - Dosificación deficiente. - Falta de mantenimiento Se valorarán las causas que han ocasionado este daño y la importancia o Erradicar las causas que ha ocasionado esta lesión. Solución (Tomado y adaptado del Manual de Reparación y Mantenimiento de Edificaciones del Centro Histórico de la Habana) 1. Determinar el origen de la humedad (problemas en la impermeabilización de la cubierta) y erradio 2. Una vez eliminada la causa de la humedad, se procederá a eliminar con el hacha o 1040 1040 picoleta, todo el material de recubrimiento abofado y abrir las grietas y fisuras para poder llegar al acero y trabajar en él. 3. Revisar el estado del acero de las uniones y si comprueba que estos están en bu estado, se procederá a completar la sección de la losa y efectuar la limpieza del mismo con el uso de un cepillo de alambre, retirando todo tipo de escamas, polvos, demás suciedades y elementos sueltos que afecten la adherencia. Es importante que el trabajo de limpieza de acero se realice bien, y en todo su perimetro, porque de lo contrario en breve tiempo, reaparecerá el daño. Una vez limpio el acero, se aplicará un producto pasivador de la corrosión. Posteriormente, se aplicará un mortero de recubrimiento de cemento y arena lavada elaborado in situ (dosificación C: A. 1:3 o 1:2) al cual se le debe añadir un producto facilitador de la adherencia.

El mortero se debe aplicar en capas sucesivas compactas cuyo espesor está en función del producto empleado, aunque se recomiendan capas de 1cm de espesor hasta rellenar la cavidad al nivel de la losa. Proceder a enrasar y dar terminación al elemento. Curar, en función del producto empleado (al menos durante una semana), mediante humedecimiento o aplicando alguna barrera de retención, que impida la evaporación del agua del mortero.

Figura 21: Ficha técnica de lesión en losa prefabricada de entrepiso. Fuente: Elaborado por las autoras



Figura 22: Grietas en unión entre losas prefabricadas de entrepiso



Figura 23: Grietas y fisuras longitudinales llegando al desprendimiento del hormigón en viga de cerramento.



Figura 24 : Manchas de humedad, moho y eflorescencia en losa de entrepiso.



Figura 25: Ausencia de pintura.



Figura 26: Pérdida del recubrimiento de las barras de acero de refuerzo en losa de entrepiso. Desprendimiento de la pintura.

La generalidad de estos deterioros y la frecuencia con que encuentran en todos los edificios se presentan en el gráfico de la figura 27.

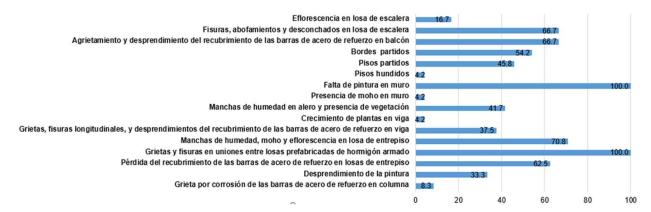


Figura 27: Frecuencia de la ocurrencia de los deterioros en todos los edificios.

De la figura 27 se puede destacar que las lesiones que impactan en el 100 % de las edificaciones son: la falta de pintura y la existencia de grietas y fisuras en uniones entre losas prefabricadas de hormigón armado que conforman los entrepisos; se considera que, los elementos estructurales en que estas inciden pudieran ser los de mayor afectación. A partir del análisis, con valores de frecuencias inferiores al 20%, se encuentran: eflorescencia en losas de escalera, pisos hundidos, moho en muro, crecimiento de planta en viga y grieta en columna por corrosión de su acero de refuerzo; se pueden considerar estos elementos como los de menor afectación. Queda entonces un intervalo, del 21 al 99 % en el cual sería difícil definir el grado de incidencia por elementos. Es así, que se decide agrupar las lesiones en dependencia del elemento al que afecten, para lograr establecer una comparación entre elementos dañados; resultados que se muestran en la figura 28, de manera general, y en las figuras 29-32 para cada uno de los edificios.



Figura 28: Afectación general por elementos



Figura 29: Afectación por elementos en el Edificio 1

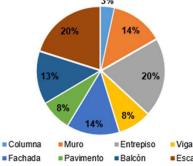


Figura 30: Afectación por elementos en el Edificio 2

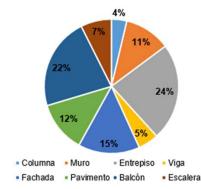


Figura 31: Afectación por elementos en el Edificio 3



Figura 32: Afectación por elementos en el Edificio 4



Figura 33: Deterioro de cada edificación

Los entrepisos prefabricados, los balcones, las fachadas y las escaleras fueron los elementos más afectados en la comparación general, relacionada a las afectaciones por elementos.

A partir de un análisis estadístico, se presenta en la figura 33 el por ciento de deterioros para cada edificación; pues, los resultados muestran que los edificios 2 y 3 son los que presentan la mayor cantidad de lesiones con respecto al total detectado.

La frecuencia general de los deterioros fue utilizada para clasificar la gravedad de los daños aplicando el Análisis de Criticidad con la práctica de la Matriz Patrón de Criticidad [6]. Durante el proceso de conversión de valores cuantitativos a cualitativos fue necesario el uso de las tablas 2-4 [6] para obtener el resultado final, la tabla 5.

Tabla 2: Índice de frecuencia. Fuente: [6]

Frecuencia	% de ocurrencia	Valor del deterioro	Descripción
Muy alta	>90	5	Co buses of 0/ del total
Alta	75-90	4	Se busca el % del total
Media	50-75	3	de veces que aparece un deterioro con respecto al
Baja	25-50	2	total de los mismos
Poco frecuente	<25	1	total de los IIIIstillos

Tabla 3: Índice de impacto. Fuente: [6]

Impacto del	Peso del deterioro	Campos que afectan e	Descripción	
deterioro	Peso dei deterioro	Campo	Valor	El impacto se
Catastrófico	5	Funcionalidad	1.5	tendrá en cuenta
Grandes daños	4	Estructura	1.25	según la cantidad
Daños medios	3	Salud	1	de campos que
Daños bajos	2	Confort	0.75	afecte un mismo
Perceptibles	1	Estética	0.5	deterioro

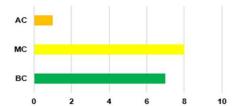
Tabla 4: Matriz patrón de criticidad. Fuente: [6]

Matriz de	criticidad	Impacto							
		1	2	3	4	5			
- m	5	MC	AC	AC	MAC	MAC			
) <u>j</u>	4	MC	MC	AC	AC	MAC			
l e	3	BC	MC	MC	AC	MAC			
Frecuencia	2	BC	BC	MC	AC	AC			
正	1 MBC		BC	MC	MC	AC			
			Escala de colores						
M	AC	AC	MC	BC	MBC				
Muy alta criticidad		Alta criticidad	Media criticidad	Baja criticidad	Muy baja	criticidad			

Tabla 5: Criticidad de los deterioros.

Elemento	Deterioro	Criticidad			
Columna	Grieta por corrosión de las barras de acero de refuerzo en columna	BC			
Muro	Desprendimiento de la pintura				
	Pérdida del recubrimiento de las barras de acero de refuerzo en losas de entrepiso	MC			
Entrepiso	Grietas y fisuras en uniones entre losas prefabricadas de hormigón armado	AC			
	Manchas de humedad, moho y eflorescencia en losa de entrepiso	MC			
Viga	Grietas, fisuras longitudinales, y desprendimientos del recubrimiento de las barras de acero de refuerzo en viga	MC			
	Crecimiento de plantas en viga	ВС			
	Manchas de humedad en alero y presencia de vegetación	BC			
Fachada	Presencia de moho en muro	BC			
	Falta de pintura en muro	MC			
	Pisos hundidos	MC			
Pavimento	Pisos partidos	ВС			
	Bordes partidos	MC			
Balcón	Balcón Agrietamiento y desprendimiento del recubrimiento de las barras de acero de refuerzo en balcón				
Escalera	Fisuras, abofamientos y desconchados en losa de escalera	MC			
Escaleia	Eflorescencia en losa de escalera	ВС			

Derivado de la tabla 5 se realizó un conteo para determinar la cantidad de deterioros por criticidad (figura 34) y con esto el análisis porcentual (figura 35) para catalogar el estado cualitativo total de las lesiones. De ahí resultara que, el 50% de los deterioros que prevalecen son de media criticidad, mientras que el 44 y el 6 % corresponden a baja y alta criticidad, respectivamente. Por lo que se puede considerar que los estados generales de las lesiones de las edificaciones están en un intervalo entre media y baja criticidad.



6% 44% • BC • MC • AC

Figura 34: Cantidad de deterioros por grupo de criticidad Figura 35: Porcentaje de criticidad

4. Caracterización de las cubiertas de los edificios

No existe algún tipo de acceso permanente que permita el paso a las cubiertas, por lo que se precisa del uso de una escalera móvil para realizar las visitas.

Las cubiertas están diseñadas para que el drenaje del agua sea por caída libre, con más del 8% de inclinación. Además, presentan su sistema de impermeabilización inicial: enrajonado y soladura; se aclara inicial porque en el Edificio 1 se constató durante la inspección que su impermeabilización fue modificada utilizando una capa de mortero encima de la soladura cubriendo toda el área de la cubierta.

El enrajonado y soladura es un sistema de impermeabilización que se aplica por piezas. Este sistema consta de dos partes fundamentales: el enrajonado cuya función principal es lograr las pendientes deseadas y contribuir como aislante térmico y acústico. Trabaja de conjunto con la soladura al acumular el agua y luego permitir su evaporación a través de las juntas entre losas, posibilitando así la traspiración de la cubierta.

5. Análisis estadístico y técnico de las lesiones en las cubierta

La ficha técnica fue el instrumento utilizado para evaluar el estado técnico de las cubiertas de las cuatro edificaciones [4, 14, 15]. Se realizaron inspecciones visuales y se tuvieron en cuenta diversos criterios para rellenar el modelo evaluativo. En la figura 36 se puede apreciar el ejemplo de una de las fichas técnicas elaboradas durante la investigación correspondiente a la cubierta del Edificio 2.

		FICH	A EVAL	UATIVA I	DE LA CUE	BIERTA													
Entidad que reali	za la in	spección: U	niversida	d Tecnoló	gica de La	Habana	"José Ant	onio Echeven	ría",CUJA	Losas agrietadas, ra	ajadas,	alabeadas:		×	Rejillas:		Globos:		
Dirección: Comunidad Canasí, Santa Cruz del Norte, Mayabeque									Deficiencias en las juntas:			×	¿Cuántos	?	Cuántos	?			
Edificio:		Edificio 2	Códig	0:	Nivel:	.+5.90	Altura:	5.6	m	Hundimientos o abofamientos:				Presencia de fisuraciones y grietas:			grietas:	×	
Cantidad de Plantas: 2				T	Control of the Contro				Presencia de vegeta	ción:			×	Infiltración de agua por la unión con			ón con	energy.	
Acceso a la cubierta: Tipo d				Tipo de	e acceso a la cubierta:				Agrietamientos y fisuras:			×	paramentos verticales:			×			
Con acceso	T	Sin acceso	X	Escalera	era de barco: Escalera de pasos:			T	Degradación del material:				x	Flechas y deformaciones:					
¿Hay tanques de				pretil?	¿Hay	gárgola?	Hay muros	partidore	es Pérdida o rotura de elementos:			×	Otros daño	os:					
Si:	×	No:	T	Si:		Si:	Ī	Si:	T	Deficiencias en los r	remate	s:		×	Si	x	No		
¿Cuántos?		7		No:	х	No:	×	No:	×	Rotura del pretil:					/ Cuáles	? Morte	ro sobre s	oladura. Tang	ue sin
Observaciones:				Altura:		•				Grietas o fisuras en	el pret	il						s. Desprend	
	Tipo d	le cubierta				Sis	tema Con	structivo		Desprendimiento de	revest	timiento del p	retil:		1		de la solad	ura	
Plana:	T	Inclinada:		X	SAE:				I	Desprendimientos d	e la me	embrana en p	retiles:			0	bservacio	nes:	
Tipo	Tipo de impermeabilización				SMAC:					Manchas de humedad o moho en el pretil:									
Enrajonado y soladura: x				x	Girón:				Lesiones en el sis				sistema d	istema de abasto de agua					
Built up:					LIFT SLAB (Losa Izada):				Tanque sin tapa:				T.	Tanque rajado:			Т		
Manta asfáltica:					Vigueta y bovedilla:				Si		No	х		Rotura y fugas de tuberías:					
Pinturas impermea	bilizant	es:			IMS:					¿Cuántos?		•			Fugas en la unión tanque - tubería:				
Tejas:					Forsa:				Observaciones: Toda la red hidráulica se encuentran en										
Criollas:		Fracesas:			armado:					perfectas condiciones sin ningún tipo de rotura									
Ninguno:					Naves ind	ustriales	Ç.			Medidas urgentes				Peligro de derrumbe					
Otros:					Otros:				×	Si		No	×		Si		No	×	
¿Cuál?					¿Cuál?				Sandino	Apuntalamiento	Si		No	×	Total		Parcial		
	Ha sido	modificada				Obj	etos alma	cenados		Desalojo urgente				Existe	ncia de derr	rumbe			
Si			No	x	Si			No	x	Total		Parcial			Total		Parcial		
¿Cómo?					¿Cuáles?			0.0	3	Estado técnico general				Acciones constructivas a realizar					
¿Cuándo?					Codales	1				Bueno:		Malo:	х	Manteni	miento:		Reconstru	icción:	
Lesiones en la impermeabilización o cobertura				ertura	Lesiones en el soporte y otros elementos				Regular:		Pésimo:		Reparac	ración mayor: x Restauración:		ión:			
Presencia de basu	ra y eso	combros:			Obstrucciones en tragantes y canales de							Reparac	ción menor: Demolición:		n:				
Crecimiento de veg	etación	Y.		x	evacuación de aguas pluviales:							Otra	¿Cuál?						
Presencia de hum	edades:				Acumuación de agua por insuficiente			Inspect				pector té	ctor técnico						
Enmohecimiento p	or filtrac	ciones:		x	pendiente de evacuación: Ausencia de rejillas y globos protectores:				Nombre y apellidos Claudia de la Caridad Rodríguez León					Firma	Fecha:	20/11/2021			
Encharcamiento:													n		recha:	1	20/11/2021		

Figura 36: Ficha técnica de la cubierta del Edificio 2. Fuente: Elaborado por las autoras

Varias fueron las lesiones que se detectaron durante el proceso de inspección al sistema de impermeabilización enrajonado y soladura que poseen las cubiertas. A continuación, se muestran algunas imágenes (figura 37-43) tomadas durante el estudio patológico.



Figura 37: Material de construcción sobre soladura. Presencia de vegetación, moho y humedad en losas de cerámica y sus juntas. Losas degradadas y erosionadas.



Figura 38: Derretido de cemento sobre capa impermeable. Se observa agrietamiento, moho y humedad en losas y juntas.



Figura 39: Ausencia de zabaletas en la unión cubierta-base de tanque de agua. Grietas en losas y juntas. Mortero sobre algunas juntas.



Figura 40: Presencia de vegetación y losas partidas. Presencia de mortero de hormigón sobre sistema de impermeabilización dejándolo en desuso.



Figura 41: Desprendimiento de la soladura.



Figura 42: Humedad por infiltración y fisuras en el soporte estructural.



Figura 43: Tanque colocado sin base, directamente sobre la soladura.

El siguiente gráfico (figura 44). resume los deterioros encontrados en la cubierta y también la frecuencia con que se presentan dichas lesiones en todas las edificaciones estudiadas. Se agruparon los deterioros de acuerdo a su causa, consecuencia o nombrando el elemento que se afecta.

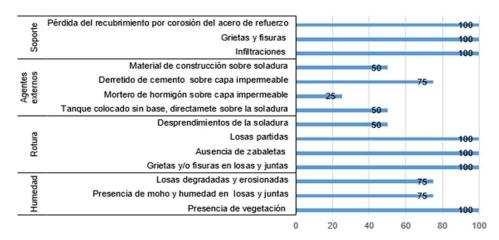


Figura 44: Frecuencia de lesiones en las cubiertas.

Tras este análisis se puede apreciar la frecuencia con que ocurren las lesiones, notando que en el 100% de las cubiertas existen daños en el soporte, por lo que es lógico asociar estos deterioros o roturas y humedades en la capa impermeable, las cuales, respectivamente, son las que le siguen en los por cientos de ocurrencia, dejando en menor nivel a las lesiones causadas por agentes externos. Para una mejor comprensión de lo comentado, apreciar la figura 45 donde se muestran los valores porcentuales, de la incidencia general por grupo de lesiones en todas las cubiertas.

El nivel de deterioro de las cubiertas, teniendo en cuenta la cantidad de lesiones que en ellas se presentaban independientemente de su gravedad, fue comparado porcentualmente (figura 46). Este estudio dio a conocer que la edificación con el mayor número de deterioros con un 30 % es el Edificio 2 y la de menor con un 19 % es el Edificio 1, aunque cabe destacar que la impermeabilización con enrajonado y soladura de este último no cumple su función, debido a que fue revestida erróneamente con una capa de mortero de base cementicia para mitigar daños y que aún, con esta nueva capa, continúan agravándose.

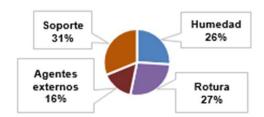


Figura 45: Incidencia general del tipo de lesión.

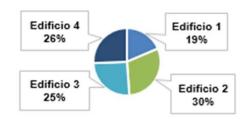


Figura 46: Deterioro de las cubiertas.

La calificación del estado técnico de las cubiertas de forma general es de regular a malo. El tipo de mantenimiento que se propone realizarles, después de analizar las fichas técnicas de toda la impermeabilización, sería mediante una reparación mayor; los resultados se reflejan en la tabla 6.

Tabla 6: Resultados de las fichas técnicas de cubiertas

	Edificio 1	Edificio 2	Edificio 3	Edificio 4				
Estado técnico	Regular	Malo	Malo	Regular				
Mantenimiento	Reparación Mayor							

6. Conclusiones

Las edificaciones de la Comunidad Canasí se sometieron a un proceso patológico mediante métodos organolépticos. Para esto se identificaron y caracterizaron sus elementos estructurales resultando los cimientos, vigas de cerramento, escaleras y balcones construidos in situ y las columnas, paneles para muros y losas de entrepiso prefabricados. De estos elementos, los más afectados son los entrepisos (23%), balcones (20%) y escaleras (13%). Las principales causas que han originado los deterioros existentes son: la presencia de humedad proveniente del deterioro de los sistemas de cubierta y la corrosión de las barras de refuerzo de los elementos estructurales. Además, durante la investigación se detectaron los principales deterioros existentes en las cuatro edificaciones objeto de estudio y la frecuencia de aparición de estas, resultando las de mayor incidencia (100%): la falta de pintura y la existencia de grietas y fisuras en uniones entre losas prefabricadas de hormigón armado que conforman los entrepisos, siendo esta última la de mayor criticidad (Alta Criticidad - 6%).

El sistema de impermeabilización de las cubiertas de las cuatro edificaciones estudiadas se identificó y caracterizó como enrajonado y soladura, una de las cuales fue re-impermeabilizada con mortero de base cementicia que modificó totalmente el sistema original; así como las principales lesiones existentes en las cubiertas resultando las de mayor frecuencia (100%): losas partidas, ausencia de zabaletas, grietas y/o fisuras en losas y juntas y presencia de vida vegetal. No existen accesos seguros a las cubiertas que permitan realizar las acciones de mantenimiento necesarias de forma sistemática.

7. Agradecimientos

A los habitantes de la Comunidad Canasí por contribuir, aún en tiempo de pandemia, a la realización de esta investigación permitiendo el acceso a cada rincón de sus hogares.

Referencias Bibliográficas

- [1] L. Medina Sánchez y R. Rodríguez García, «Sistemas Sandino,» de Sistemas constructivos utilizados en Cuba, vol. I, La Habana, ENPES Ministerio de Educación Superior., 1986, pp. 36-49.
- [2] D. González Couret, «Medio siglo de vivienda social en Cuba,» Revista INVI, vol. 24, nº 67, pp. 69-92, noviembre 2009.
- [3] D. González Couret, «La industrialización de la vivienda en Cuba. Década del 70,» Revista Científica de Arquitectura y Urbanismo, vol. 1, nº 42, pp. 34-47, enero-abril 2021.
- [4] O. Álvarez y P. Tejera, «Patología y reparación de estructuras de hormigón armado. Patología y reparación de cubiertas,» de *Conservación* de *Edificaciones*, vol. II, La Habana, Félix Varela, 2013, pp. 1-65; 66-137; 165-187.
- [5] F. Sánchez Rodríguez, L. A. Pinheiro da Camara de Queiroz, F. Sánchez García, A. Araujo Bertini y L. Teixeira Pinheiro, «Manifestaciones patológicas en viviendas de interés social,» Revista Científica de Arquitectura y Urbanismo, vol. 3, nº 41, pp. 17-29, 2020.
- [6] L. Pérez Quiñones y M. Llanes Pérez, «Propuesta de metodología para la evaluación constructiva de edificios,» Revista Ciencia y Construcción, vol. II, n° 3, pp. 52-63, septiembre 2021.
- [7] J. J. Howland Albear y A. Catañeda Valdés, «Las deformaciones y los agrietamientos en las estructuras de hormigón,» de El ambiente agresivo costero en la Habana y su impacto sobre las estructuras de hormigón armado, La Habana, Científico-Técnica, 2017, pp. 43-51.
- [8] NC-250, «Requisitos de durabilidad para el diseño y construcción de edificaciones y obras civiles de hormigón estructural,» Buró Nacional Cubano de Normas, 2005.

- [9] Centro de Estudios de Construcciones y Arquitectura Tropical (CECAT), Universidad Tecnológica de la Habana, «Studylib,» 2017. [En línea]. Available: https://studylib.es/doc/8877006/conf-7sistemas-constructivos-viviendasunifamiliares-sandino-y-simplex.
- [10] J. J. Howland Albear, F. C. A. C. y R. M., «Estudio de la agresividad corrosiva de la atmósfera para el acero de refuerzo embebido en el hormigón armado en la Habana,» *Revista Latinoamericana de Metalurgia y Materiales*, vol. 35, nº 2, pp. 173-188, 2015.
- [11] M. C. Buajasán Gómez, V. Álvarez Isidrón, A. L. Castillo Castillo, M. Marrero Oliva, N. R. Lbzovski y R. Salazar Díaz, «Manual de Reparación y Mantenimiento de Edificaciones del Centro Histórico de la Habana,» La Habana, 2014.
- [12] P. R. Do Lago Helene, «Manual de reparación, refuerzo y protección de las estructuras de concreto.,» A.C México, 1997. [En línea]. Available: ISBN 968-464-005-6.
- [13] O. T. Rincón, A. R. Carruyo, C. Andrade, P. R. L. Helene y I. Díaz, «Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado,» *Durabilidad* de la armadura *DURAR*, vol. Red temática XV. B., 1997.
- [14] NC-140, «Ejecución de impermeabilización de cubiertas mediante sistema de enrajonado y soladura. Código de buenas prácticas,» Buró Nacional Cubano de Normas, 2002.
- [15] NC-141, «Diseño y construcción de impermeabilización de cubiertas mediante el sistema de enrajonado y soladura. Especificaciones,» Buró Nacional Cubano de Normas, 2002.
- [16] Ministerio de la Construcción, , Política de la vivienda en Cuba, La Habana: MICONS, 2018.

Tomográfia Ultrasónica En La Evaluación De Estructuras De Hormigón Armado

Ultrasonic Tomography To Appraise Reinforced
Concrete Structures

Autores

Javier Ballote Álvarez¹, Iván J. Gómez Matías², Orlando R. Carraz Hernández³, Alejandro Fernández Domínguez⁴

- ¹ Ingeniero Geofísico, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE); Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana; jballote@civil.cujae.edu.cu
- ² Estudiante de Ingeniería Geofísica; Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE); Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana;
- ³ Ingeniero Geofísico, Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE); Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana; <u>orlando@civil.cujae.edu.cu</u>
- ⁴ Ingeniero Civil, Máster en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE); Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana; <u>afernandezd@civil.cujae.edu.cu</u>

RESUMEN

La tomografía ultrasónica en los últimos años ha tenido un gran avance como ensayo no destructivo (END) para el diagnóstico de las patologías de las obras civiles, pues permite obtener una imagen del medio con un gran poder resolutivo que responde a las heterogeneidades o discontinuidades del material. En la presente investigación se realizó una tomografía ultrasónica en un caso de estudio utilizando un equipo convencional de velocidad del pulso ultrasónico (VPU), en vez de un tomógrafo ultrasónico. Se realizaron 15 mediciones en tres lados de una viga empleando distintas configuraciones de tiros directos y semi-directos, y mediante la solución de un problema inverso lineal se obtuvo una imagen con la distribución de lentitudes (inverso de la velocidad). Para la solución del problema inverso de la tomografía ultrasónica se utilizó un algoritmo diseñado en MATLAB, capaz de tratar un problema inverso lineal discreto general, a partir de los datos del sistema de observación a través del método general de descomposición en valores singulares (SVD). El caso de estudio consistió en una viga, que previamente había sido sometida a cargas, mediante el diseño del sistema de observación y la inversión tomográfica se identificaron zonas de altos valores de lentitudes (velocidades disminuidas) correspondientes a zonas de fallas y se identificaron los aceros de cerco por los valores bajos de lentitudes (velocidades aumentadas). La calidad del sistema fue evaluada de alta con un error de 6,27%.

Palabras claves: Método de ultrasonido, patologías del hormigón armado, problema inverso, tomografía ultrasónica

ABSTRACT

Ultrasonic tomography in recent years has had a great advance as a non-destructive test (NDT) for the diagnosis of the pathologies of civil works, since it allows to obtain an image of the environment with a great resolving power that responds to the heterogeneities or discontinuities of the material. In the present research, an ultrasonic tomography was performed in a case study using conventional ultrasonic pulse velocity (UPV) equipment, instead of an ultrasonic tomograph. 15 measurements were made on three sides of a beam using different configurations of direct and semi-direct shots, and by solving a linear inverse problem an image was obtained with the distribution of slowness (inverse of velocity). For the solution of the inverse problem of ultrasonic tomography, an algorithm designed in MATLAB was used, capable of treating a general discrete linear inverse problem, from the data of the observation system through the general method of Singular Value Decomposition (SVD). The case study consisted of a beam, which had previously been subjected to loads, through the design of the observation system and the tomographic inversion, areas of high values of slowness (decreased speeds) corresponding to fault zones were identified and the fence steels were identified by the low values of slowness (increased speeds). The quality of the system was evaluated high with an error of 6,27%.

Keywords: Ultrasound method, ultrasonic tomography, reinforced concrete pathologies, reverse problem.

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2022 Aceptado: Marzo 2022

1. Introducción

La velocidad de pulso ultrasónico (VPU) es un ensayo no destructivo (END) que se emplea desde mediados del siglo XX en estudios de estructuras de hormigón. La VPU se estima según la expresión 1, y es el tiempo (t) dado en µs que emplea un impulso ultrasónico con frecuencia entre 20 y 150 kHz en recorrer una distancia de (L) metros entre un transductor emisor Tx y un transductor receptor Rx, ambos acoplados al hormigón según la expresión 1.

$$VPU = \frac{L}{t}, \text{ (m/s)} \tag{1}$$

El pulso emitido por el transductor se deforma a medida que se propaga por el hormigón, como resultado de las interacciones con las heterogeneidades del medio, surgiendo así un sistema complejo de ondas elásticas que incluye ondas longitudinales y transversales fundamentalmente. Este valor del pulso (longitudinal o transversal) depende de las propiedades mecánicas del hormigón, principalmente sus constantes elásticas y la resistencia mecánica. Por esta razón a partir de los cambios en velocidad se pueden inferir los cambios en la masa de hormigón. Así una región de baja compactación, grietas o defectos le corresponde un valor bajo de velocidad. Por tanto, el valor de la velocidad del pulso puede ser utilizado como criterio de calidad del hormigón [1].

Estos elementos posibilitan que la VPU sea empleada en la determinación de grietas, fisuras y la estimación de la profundidad de éstas en el hormigón armado como resultado de los esfuerzos provocados por fenómenos térmicos y de retracción, que no traen peligro estructural, pero comprometen la estanqueidad y desempeño de las estructuras como edificaciones, túneles y presas. Estas patologías pueden provenir de la falta de capacidad de la estructura en absorber tensiones, sea por subestimación de los esfuerzos durante el dimensionamiento o por la disminución de la resistencia del material [2, 3, 4, 5]. La detección oportuna de estos defectos puede evitar el rápido deterioro y prolongar la vida útil de las estructuras [2, 6].

La determinación de las oquedades o huecos es otro de elementos que puede ser estudiado con la VPU. Según BSI – 1881 [7], la presencia de huecos dentro del hormigón armado provoca la obstrucción de la trayectoria de propagación de la onda incidente, moviéndose por la matriz y no por la oquedad, resultando en una propagación de la onda más prolongada. Este efecto puede utilizarse para localizar defectos de más de 100 mm de diámetro o profundidad, ya que los defectos menores no suelen tener efectos significativos en el tiempo de propagación. [8, 9, 10, 11, 12].

En el campo de los ultrasonidos, un avance significativo ha sido la tomografía ultrasónica. Esta técnica se refiere a la obtención de una imagen de una sección transversal de una estructura que ha sido reconstruida a partir de datos de transmisión o de reflexión producidos al hacer incidir sobre ella, desde varias direcciones, la emisión de una fuente de iluminación [13]. En este caso, la fuente de energía para "iluminar" el objeto desde diferentes direcciones son las ondas ultrasónicas.

La tomografía ultrasónica, tiene una amplia aplicación en la medicina nuclear y en radioastronomía, pero a partir del final del siglo XX ha comenzado a utilizarse en la ingeniería civil por su gran poder resolutivo [14, 15]. El uso de imágenes ultrasónicas para evaluar la calidad y estado técnico de las estructuras de hormigón armado mediante la identificación de heterogeneidades, defectos o grietas es una solución novedosa para el diagnóstico de las patologías de las obras civiles [16]. La tomografía ultrasónica presenta gran capacidad para localizar y caracterizar defectos en el hormigón, zonas de humedad, inclusiones involuntarias de materiales extraños, daños generados por heladas o por incendios.

Para el desarrollo del método de ultrasonido en su variante de tomografía, no necesariamente es necesario la compra de equipos multi-transductores como tomógrafos ultrasónicos. Si bien, estos posibilitan una mayor rapidez en la toma y procesamiento de los datos, existen procedimientos matemáticos que convencionalmente son utilizados en la geofísica para la solución del problema inverso que pueden adaptarse al caso ultrasónico.

En Cuba, las normas vigentes que rigen la realización de este END se concentran fundamentalmente en la determinación del pulso ultrasónico como índice para determinar parámetros físico-mecánicos del hormigón armado, sin embargo, no se abordan las potencialidades que brinda este método para la obtención de una imagen 2D o 3D del medio basado en el comportamiento de las ondas ultrasónicas.

En este artículo se propone un sistema de observación para la medición de la velocidad del pulso ultrasónico que permita realizar una evaluación integral de las estructuras de hormigón armado, se diseña un sistema de adquisición que permita evaluar integralmente las estructuras de hormigón armado y se evalúa el grado de deterioro de un caso de estudio a partir del método de ultrasonido.

2. Materiales y métodos

2.1. Sistema de observación y toma de datos

La variante de tomografía propuesta consiste en medir la velocidad del pulso ultrasónico con un equipo convencional utilizando distintas configuraciones, principalmente las de tiro directo y tiro semidirecto (excitación directa y semidirecta). En este caso, si se aplica la teoría de los problemas inversos conocida en la ingeniería geofísica, puede estimarse el modelo de partida de los datos. Esto ha sido probado con éxito para el caso de la tomografía sísmica por Blanco [17]. Las semejanzas entre ambas tomografías, símica y ultrasónica, hacen posible que pueda aplicarse el procedimiento planteado por la autora para la tomografía ultrasónica.

Para evaluar el poder resolutivo del método de ultrasonido en su variante de tomografía se realizaron mediciones en un caso de estudio. Se trata de una viga de hormigón armado que se encuentra en el Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT) de la Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría (CUJAE). La viga presenta 5 m de longitud y 0,40 m de ancho, aunque las mediciones solo se realizaron en el tercio central de la misma (figura 1). Los aceros de refuerzo tienen un diámetro de 12 mm y se encuentran distribuidos según se muestra en la figura 1.

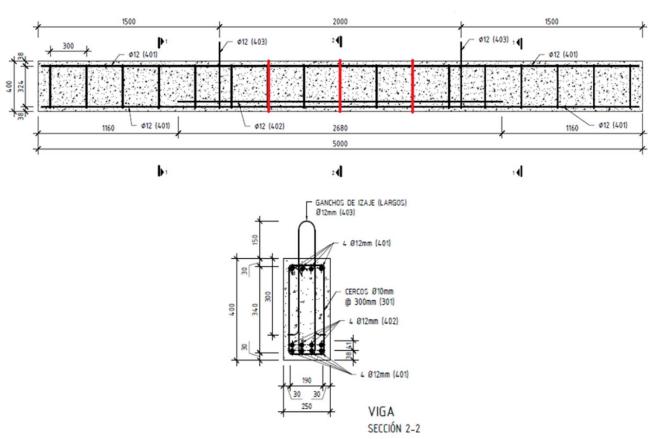


Figura 1: Plano de la viga de estudio (en color rojo los perfiles donde se realizaron las mediciones de ultrasonido). Sección de estudio de la viga

Las mediciones se realizaron con el equipo Pundit Lab de fabricación suiza perteneciente al CECAT. El Pundit Lab consta de dos transductores, uno transmisor Tx y otro receptor Rx, que operan a una frecuencia de 54 kHz, una unidad central y su fuente de alimentación. Los valores obtenidos por el equipo corresponden a los tiempos de propagación de la onda por el medio.

Para realizar las mediciones se escogió

el tercio central de la viga porque es donde se observan las mayores muestras de deterioro. Esto se debe a que la viga, anteriormente, había sido sometida a diferentes pruebas de carga para medir su capacidad soportante. Los perfiles trazados son transversales a la viga y se encuentran separados entre sí a una distancia de 60 cm. Los perfiles I y III, se encuentran cada uno a 40 cm de los ganchos de izaje (figura 1).

La viga presenta una sección de 25 x 40 cm, y tiene el inconveniente que por uno de sus lados se encuentra apoyada en el piso, por lo que no se pueden realizar mediciones en esa cara. Atendiendo a esto y a las características del procedimiento de Blanco [17], el cual necesita discretizar el medio, se definió un sistema de observación que cumpliera con las premisas establecidas y tuviera en cuenta esa limitante.

Primero se estableció un sistema de referencia, que permitiese la introducción de los datos de forma correcta. En el mismo, el eje de coordenadas (0,0) se corresponde con el borde inferior izquierdo y las coordenadas (25,40) con el borde superior derecho. El medio quedó discretizado en 25 celdas rectangulares de 5 x 8 cm. Se definieron 15 tiros (mediciones), cinco tiros directos ubicando los Tx en la cara A de la viga y los Rx en la cara B, separados cada uno de ellos a 8 cm (figura 2).

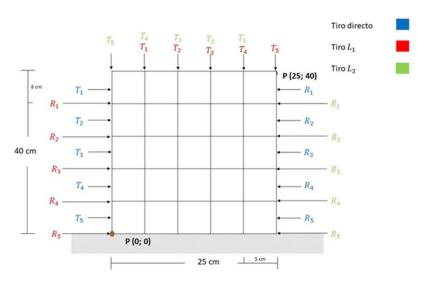


Figura 2: Sistema de observación planteado para la toma de los datos en una sección de la viga (caras A y B).

Para los tiros semidirectos, se ubicaron los Tx en el lado superior de la viga separado a 5 cm y los Rx para L1 se ubicaron en la cara A y para L2 en la cara B. Tanto los transductores Tx como Rx se fueron moviendo de manera que los rayos inclinados pasaran por la diagonal principal de las celdas. Para el acoplamiento entre los transductores y el hormigón, se utilizó grasa gruesa de preservo.

2.2. Procesamiento de los datos

La teoría de los problemas inversos puede aplicarse a muchas ramas de la ingeniería y de la ciencia. Un problema inverso es una estructura general que se usa para convertir las mediciones observadas en información acerca de un sistema u objeto físico. Es aquel problema en el que los valores de algunos parámetros de un modelo deben ser obtenidos a partir de los datos observados. La interpretación geofísica tiene sus fundamentos matemáticos en la teoría de los problemas inversos, ya que los valores de los parámetros de un modelo geofísico deben ser obtenidos a partir de los datos observados [17].

En el ámbito científico, frecuentemente se desea relacionar los parámetros físicos que caracterizan un modelo \mathbf{m} , con observaciones recolectadas que componen algún conjunto de datos \mathbf{d} , de manera que se puede especificar mediante la expresión 2, una función \mathbf{G} , que relacione \mathbf{m} y \mathbf{d} :

$$G(m) = d (2)$$

Esto se conoce como problema directo, y consiste en encontrar \mathbf{d} datos, dado un operador \mathbf{G} y un modelo \mathbf{m} . En el problema inverso (expresión 3), consiste en buscar los parámetros de un modelo \mathbf{m} , dados un operador inverso \mathbf{G} y unos datos observados \mathbf{d} .

$$m = G^T d (3)$$

En el caso de la tomografía, se está ante un problema inverso, pues se tiene un conjunto de datos observados y es necesario obtener los parámetros del modelo. Para la solución del problema se utilizó el *script* confeccionado por Blanco [17] en lenguaje de programación MATLAB[®]. La elección del lenguaje por parte de la autora se basó esencialmente en la disponibilidad de un numeroso repertorio de funciones predefinidas, que convierten la tarea de desarrollar un algoritmo en "armar" una secuencia de bloques.

En la inversión de la matriz de datos intervienen varios procesos intermedios, como la descomposición de valores singulares y el cálculo de la inversa generalizada. A partir de estos procedimientos se obtiene un conjunto de resultados intermedios cuyo análisis posibilita la interpretación de la calidad y estabilidad del modelo que se espera obtener.

El algoritmo sigue los siguientes pasos:

- 1. Entrada de los datos
- 2. Discretización del medio
- 3. Análisis de la trayectoria de los rayos
- 4. Cálculo del arreglo de distancias desde la fuente hasta el receptor a lo largo de la trayectoria del rayo
- 5. Construcción de la matriz G
- 6. Obtener gráficos del sistema de observación y de la iluminación del medio
- 7. Descomposición de la matriz G en valores singulares
- 8. Inversión de la matriz y resolución del problema inverso

2.3. Resultados

2.3.1. Obtención de los gráficos del sistema de observación y de la iluminación del medio.

El modelo del tiempo de propagación a lo largo de la trayectoria de un rayo (expresión 4), entre la fuente y el receptor, es una integral de línea a lo largo de la trayectoria del rayo (en segundos).

$$t = \int s(\mathbf{x}) \, l \, dl \,, \tag{4}$$

Donde

 $s(\mathbf{x}) = 1/v(\mathbf{x})$ es la "lentitud" (s/m) a lo largo de la trayectoria del rayo,

l, distancia en metros entre los puntos de la fuente y el receptor.

Se utilizan lentitudes en vez de velocidades, para linealizar el problema tratado. Se tomó como tiempo de fondo (que se traduce en velocidad de fondo) los tiempos promedios de todas las mediciones realizadas en los tres perfiles, este valor se sustrajo a cada una de las mediciones, con el objetivo de poder evaluar en cada tiro los contrastes de lentitudes. Esto es debido a que las velocidades disminuidas (mayores tiempos), el algoritmo las considera como velocidades negativas, matemáticamente es acertado, pero físicamente imposible. Por esto, utilizar un valor de fondo y trabajar con las contribuciones de lentitudes permite asumir valores positivos y negativos.

La representación gráfica de las trayectorias recorridas por cada uno de los rayos se muestra en la figura 3 a). De acuerdo con el sistema de adquisición planteado, la viga es atravesada por 15 rayos en cada uno de los perfiles. Cinco rayos de forma horizontal y diez son rayos inclinados. De estos últimos,

cinco corresponden a un tiro semidirecto (L1) y los cinco restantes a otro tiro semidirecto (L2).

Las líneas con diferentes colores representan las trayectorias seguidas por los rayos, donde en cada extremo de éstos se ubican una fuente y un receptor. Por otro lado, las líneas discontinuas corresponden a los límites de las celdas como resultado de la discretización del medio.

Este gráfico representa cómo los rayos están atravesando el medio; es decir, cómo es explorado el medio con el sistema de observación planteado, con el cual, a pesar de las limitaciones para medir por un lado de la viga, se asegura que al menos un rayo atraviese la celda. Esto se puede apreciar más claramente en el gráfico de iluminación (figura 3 b), el cual es un complemento del sistema de observación y es el resultado de calcular la longitud de los rayos que atraviesan la celda, por tanto, dependen del sistema de referencia utilizado.

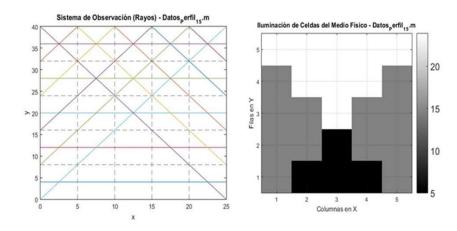


Figura 3: a) Gráfico del sistema de observación de los perfiles I, II y III. b) Gráfico de iluminación del medio con el sistema de observación planteado para los perfiles I, II y III.

La iluminación se encuentra en la escala del 5 a 25, que corresponde a la suma de las longitudes de los rayos que pasan por cada celda. Los gráficos muestran que todas las celdas no son iluminadas de manera homogénea; es decir, que el sistema de observación no está explorando todo el medio de la misma manera, provocando que la iluminación sea mejor en algunas zonas que en otras. Según la escala de tonos, la zona mejor iluminada es la que se muestra en blanco, pues una mayor cantidad de rayos la atraviesan. Por su parte, la zona peor iluminada se observa de color negro, y se encuentra en el tercio inferior de la viga, esto se debe a que solo la atraviesan los rayos horizontales del tiro directo. Es necesario tener en cuenta que el medio no está siendo explorado de manera regular, y que en la zona pobremente iluminada puede haber pérdida de información, por tanto, un débil muestreo del objeto de interés en la exploración tomográfica.

2.3.2. Obtención del gráfico de matriz G y de los valores singulares

Para una mejor observación del sistema resulta conveniente obtener el gráfico de la matriz **G**, para observar el diseño del sistema y la distribución de rayos dentro de éste. El gráfico de la matriz (figura 4), ilustra la estructura de la matriz del sistema de observación de cada perfil. Se aprecia que la matriz es dispersa, pues tiene muchos elementos iguales a cero (color azul), en verde se distinguen los elementos de los rayos horizontales y en rojo los elementos que corresponden a las distancias de los rayos inclinados. Esta distribución evidencia que se diseñó un sistema con rayos que van en las direcciones horizontal e inclinada.

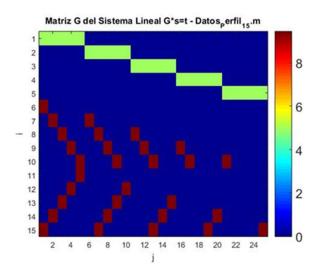


Figura 4: Gráfico de la matriz G del sistema de observación de los perfiles I, II y III.

El método de Descomposición en Valores Singulares (SVD) descompone cualquier matriz G en el producto de tres matrices utilizando la función **svd** de MATLAB, según la expresión 5.

 $G=U\cdot S\cdot V^{T}$ (5)

Las matrices U y V son matrices formadas por auto vectores unitarios, mientras que la matriz S es una matriz diagonal formada por los denominados valores singulares. Los valores singulares de la matriz G (figura 5), varían entre 26 y 1, con lo cual el número de condición es 26. El número de condición se utiliza para evaluar cuantitativamente la estabilidad de la solución. Se dice que un proceso es estable si pequeños cambios en los datos conducen a pequeños cambios en los resultados. Análogamente, un proceso se dice que es inestable cuando pequeños cambios en los datos producen cambios bruscos enormes en los resultados. Los problemas inversos suelen ser inestables, donde la inestabilidad absoluta corresponde a un número de condición igual a infinito, mientras que la estabilidad absoluta corresponde a un número de condición igual a 1. Mientras mayor sea el número de condición, menos estable será la solución del problema inverso.

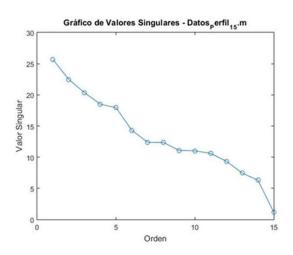


Figura 5: Gráfico de los valores singulares de los perfiles I, II y III.

Después de realizada la descomposición en valores singulares, el siguiente paso para la resolución del problema inverso es la inversión de la matriz G. La descomposición SVD puede ser usada para calcular una inversa generalizada de G, que se denota por G^{\dagger} , llamada también pseudoinversa de Moore –Penrose. Una vez determinada la pseudoinversa G^{\dagger} , se puede obtener el modelo estimado del medio m^{\dagger} de norma ℓ_2 mínima, mediante la expresión 6.

$$m^{\dagger} = G^{\dagger}d \tag{6}$$

La aplicación de estas técnicas de descomposición e inversión permiten encontrar una solución aproximada útil mediante la búsqueda de un modelo m particular que minimice en alguna medida el desajuste entre los datos observados y los datos calculados Gm. La solución de mínimos cuadrados o solución de norma ℓ_2 es de especial interés, tanto porque es muy flexible a los análisis y a la intuición geométrica, como porque resulta ser estadísticamente la solución más verosímil si los errores en los datos tienen una distribución normal [18].

2.3.3. Gráficos de la matriz de resolución de los modelos (Rm)

La matriz de resolución de los modelos (figura 6a) es una matriz simétrica que constituye una medida de la capacidad de un sistema para recuperar el modelo original. En el caso más favorable, la matriz de resolución debería ser una matriz identidad y la resolución sería perfecta; sin embargo, en los problemas con rango deficiente, no es una matriz identidad, pero aun así es una matriz simétrica que describe cómo la solución inversa generalizada "deforma" el modelo original.

Las celdas (1,1) y (1,5) correspondientes a los extremos superiores del modelo tienen valores cercanos a la unidad, por lo cual, en estas celdas se puede recuperar el modelo original con mayor calidad, aunque esta información en ocasiones no es muy útil porque el objeto de interés usualmente no se encuentra en las esquinas. En la matriz diagonal reorganizada de la matriz de resolución del modelo (Figura 6b) se puede identificar con mejor claridad la distribución espacial de las celdas del modelo y su valor correspondiente de resolución.

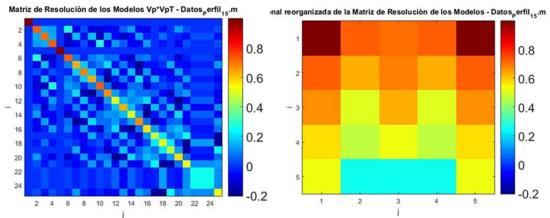


Figura 6: a) Gráfico de la matriz de resolución de los modelos de los perfiles I, II y III. b) Gráfico de la diagonal reorganizada de la matriz de resolución de los modelos de los perfiles I, II y III.

En la Figura 6 b) se observa cómo después de los bordes superiores del modelo, los lugares donde mejor se puede recuperar el modelo original son en los bordes superiores correspondientes al tope de la viga y en los laterales, pues presentan valores mayores a 0,6. Por el contrario, al tercio inferior de la viga le corresponden los valores más pequeños de la matriz diagonal (menores de 0,4), por lo que los correspondientes parámetros del modelo serán resueltos pobremente en esta área. No obstante, según Blanco [17], esto no significa que la resolución no es la mejor, es suficiente para que el sistema de observación planteado recupere los parámetros del modelo.

En la práctica, la matriz de resolución de los modelos es usada para examinar los elementos de la diagonal principal de Rm. Los elementos de la diagonal que son cercanos a uno corresponden a parámetros para los que es posible proclamar una buena resolución. Por el contrario, si algunos de los elementos de la diagonal principal son pequeños, entonces los correspondientes parámetros del modelo serán resueltos pobremente.

2.3.4. Obtención de la matriz de los parámetros del modelo

Una vez obtenida la matriz inversa generalizada, es posible resolver el problema inverso de mínimos cuadrados o de norma ℓ_2 mínima, obteniéndose un vector de parámetros del modelo \mathbf{m}^{\dagger} , cuyos elementos deben ser reorganizados en una matriz para el caso 2D o un bloque para el caso 3D.

En la figura 7 se muestran los resultados de la inversión de los datos del caso de estudio. En color azul (figura 7a) los valores más bajos de lentitudes (velocidades aumentadas) con respecto a las tomadas como lentitud de fondo. Este comportamiento en los laterales de la viga puede deberse a la ubicación del cerco (separados a 30 cm), que coincide con el trazado de los perfiles (espaciados a 60 cm) y que no se evidencia en la parte superior por la presencia de las grietas. La VPU de los aceros, según Buitrago [19] es aproximadamente 5920 m/s, superior a la velocidad del hormigón, por esto se puede localizar fácilmente el cerco en los otros dos perfiles (figuras 7b y 7c), no siendo posible hacerlo para los aceros longitudinales que se encuentran perpendiculares al perfil.

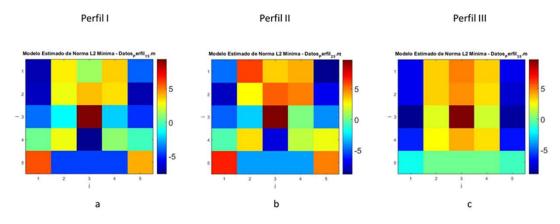


Figura 7: Matriz de los parámetros del modelo obtenido con la norma £2 mínima (mínimos cuadrados) de los perfiles I, II y III.

En el extremo superior de la viga, a pesar de que en este sector es donde se ubican los aceros longitudinales y cercos, se muestra un comportamiento completamente diferente a lo observado en los laterales, se observa un aumento en las lentitudes (velocidades disminuidas), que corresponde con lo esperado en zonas porosas, con grietas y fracturas. Durante las mediciones se identificaron varias grietas sobre la superficie de la viga (Figura 8).

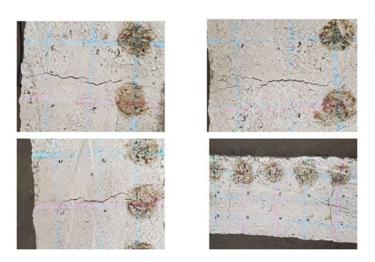


Figura 8: Grietas de la sección de estudio de la viga.

La localización de los aceros inferiores en la base de la viga (celdas inferiores), resultan menos confiables por la pobre iluminación que presentan, aunque en el caso de los perfiles I y II, las celdas de los extremos muestran una iluminación media y presentan valores elevados de lentitud (velocidades disminuidas). Una posible causa pueda ser el pobre acoplamiento de los transductores, pues los puntos de medición se ubicaban justo entre el piso y la base de la viga.

En el centro de los tres perfiles se destaca la celda con mayor valor de lentitud observado (menores velocidades). Esta celda, a diferencia de las inferiores, muestra una alta iluminación (figura 9), esto significa que una mayor cantidad de rayos la atraviesan y que la estimación resulta más confiable, por lo que puede decirse con mayor seguridad que se trata de una zona con un alto grado de agrietamiento o porosidad.

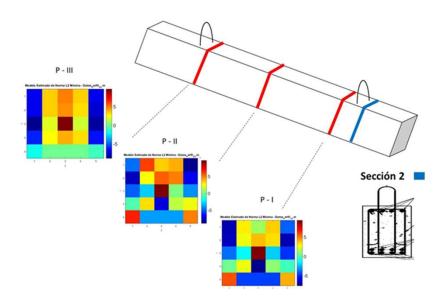


Figura 9: Matriz de los parámetros del modelo obtenido con la norma ℓ 2 mínima (mínimos cuadrados) para los tres perfiles (Elaboración propia).

A pesar de que se pueden estimar las áreas con menores valores de la velocidad de pulso ultrasónico, no es posible diferenciar las zonas de fracturas de las zonas con mayor porosidad, debido a que el comportamiento es muy similar.

Al comparar los tres perfiles, se puede decir que el perfil III presenta las mayores muestras de deterioro, al presentar los valores más elevados de lentitudes (velocidades disminuidas) en comparación con los perfiles I y II. La sección de la viga que se encuentra en mejor estado, es la correspondiente al perfil I. Si se evalúa la viga mediante tiros directos, la velocidad del pulso ultrasónico promedio de la estructura sería de 3225 m/s, con lo cual pudiese clasificarse como de alta calidad según la RED DURAR de CyTED [19]. La ventaja de la tomografía con respecto al análisis convencional que se realiza para estimar la VPU en ingeniería civil, es que la primera ofrece mayores posibilidades en el campo de la defectología, caracterizar zonas con mayor grado de agrietamiento.

En la figura 10 se observa el gráfico de los parámetros del modelo estimado en curvas de nivel que representan valores iguales de lentitudes en el plano. Los menores valores se encuentran representados con el color azul (velocidades aumentadas), que corresponden con la ubicación del cerco y, en el caso de la zona inferior de la viga se mantiene la mayor incertidumbre por ser las celdas con la iluminación más pobre. Además, con la ayuda de las curvas de nivel se logra dibujar mejor la zona de afectación por agrietamiento o de alta porosidad al centro de la viga.

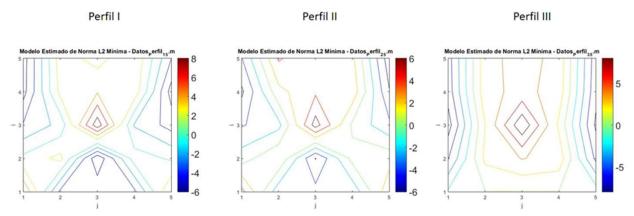


Figura 10: Gráfico en curvas de nivel de los parámetros del modelo estimado de los perfiles I, II y III.

Para trabajos futuros se propone trazar dos nuevos perfiles transversales, procurando que estos no coincidan con el cerco de aceros para poder evaluar con mejor calidad la estructura y evaluar también la influencia del mismo en las mediciones. Si fuese posible medir en todas las caras de la viga el sistema de observación propuesto sería el que se muestra en la figura 11.

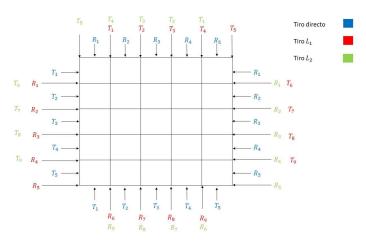


Figura 11: Sistema de observación propuesto para medir por cuatro caras de una viga o columna.

Este sistema de observación estaría compuesto por 10 tiros directos (5 horizontales y 5 verticales) y 18 tiros semidirectos (9 rayos inclinados para L1 y 9 para L2), de esta forma se garantiza que cada celda sea explorada por 4 rayos (figura 12a), de igual forma se puede observar una alta iluminación en toda la sección (figura 12b), disminuyendo el error durante la inversión de los datos.

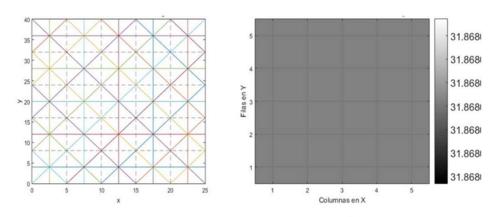


Figura 12: Sistema de observación propuesto para medir en las cuatro caras de una viga o columna a) Trazado de los rayos b) Iluminación de la viga.

Otra consideración a tener en cuenta es, siempre que sea posible, discretizar el medio en celdas cuadradas. El caso de estudio, si en vez de discretizar el medio en celdas de 5 x 8 cm para obtener un modelo de 5 filas y 5 columnas, se hubiese discretizado en celdas de 5 x 5 cm para obtener un modelo 8 filas con 5 columnas. De esta forma, se hubiese obtenido una menor área para cada celda, es decir la partición espacial sería menor, y el resultado sería una imagen con mejor iluminación del modelo. Para el caso de estudio, con el sistema de observación se tienen 15 rayos y 25 celdas, de ellas 9 celdas son iluminadas por 3 rayos, eso equivale a un 36%, sin embargo, con la propuesta de celdas 5 x 5cm, serían 24 rayos y 40 celdas para un total de 24 celdas iluminadas por 3 rayos (60%).

2.3.5. Evaluación de la calidad del modelo.

Para evaluar la calidad del modelo, Blanco [17] propone pruebas estadísticas basadas en la distribución de χ^2 , pues proporcionan una comprensión clara de la naturaleza íntima de las soluciones de mínimos cuadrados, y su análisis describe la propagación de los errores en los datos hacia los parámetros del modelo en el método de mínimos cuadrados.

El caso de estudio, al ser un problema de rango deficiente no es posible realizar las pruebas estadísticas basadas en la distribución χ^2 porque si la cantidad de datos observados (**m**) es menor que la cantidad de parámetros del modelo que se necesita encontrar (**n**), el resultado de calcular $\nu = m - n$ grados de libertad es negativo. Entonces la probabilidad de obtener un valor de χ^2 tan grande o mayor que el valor observado, no sería posible obtenerlo.

Atendiendo a esto, se consideró evaluar la calidad del modelo obtenido, evaluando el sistema de observación planteado. Para ello, se realizó la tarea directa a un modelo de velocidades conocidas empleando el mismo sistema de observación que se utilizó en el caso de estudio. El modelo escogido fue el de "tablero de damas" (*checkerboard*) (Figura 13). Esta prueba de resolución comúnmente realizada en los estudios de tomografía consiste en utilizar un modelo de prueba compuesto por perturbaciones positivas y negativas alternas que imitan a un tablero de damas [18]. En la práctica no es necesario que sean negativas y positivas, basta con que sean velocidades diferentes y siga el patrón del tablero de damas.

Con los tiempos calculados tcal a partir del modelo de velocidades del tablero de damas, se realizó la tarea inversa, para estimar que tan bien el sistema de observación recupera los parámetros del modelo. La figura 13 a y b muestra las velocidades reales y las velocidades estimadas por la inversión. Al comparar ambas, se puede distinguir como el sistema de observación logra recuperar las velocidades del modelo en la parte superior de la viga, siendo la zona inferior de la viga, el área más pobremente iluminada, donde no se logra recuperar el modelo.

Para estimar el nivel de error del sistema en la recuperación del modelo (figura 13 c), se calculó mediante la ecuación:

$$\% \ error = \frac{\text{Vmodelo-Vinversión}}{\text{Vmodelo}} \times 100 \tag{7}$$

La figura 13 c) muestra los porcientos de error para cada celda del modelo. Los porcientos negativos indican que los valores en la inversión fueron subestimados. A medida que se acerca a la base de la viga, los resultados son menos confiables, porque el nivel de los errores aumenta. En la fila de la base del modelo, las celdas de los extremos tienen poco error, pero las tres celdas centrales tienen una gran incertidumbre. El error medio del sistema es de 6,27%, con lo que se puede afirmar que la calidad del modelo obtenido mediante la inversión es buena.

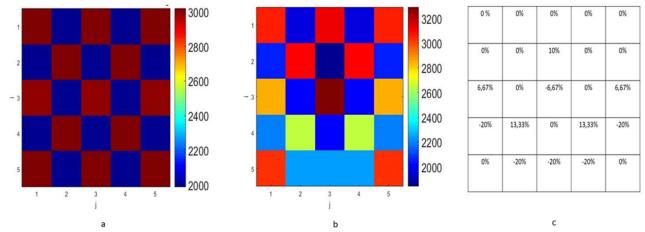


Figura 13: Modelo de velocidades del tablero de damas a) Velocidades del modelo (reales) b) Velocidades obtenidas por la inversión, c) Nivel de error para cada celda del sistema de observación planteado.

3. Conclusiones

El algoritmo desarrollado por Blanco [17] en el programa informático MATLAB junto con el diseño adecuado de un sistema de observación permiten realizar la inversión de la tomografía ultrasónica con un mayor poder resolutivo y menor ambigüedad que las mediciones del pulso ultrasónico convencionales. En este sentido, la viga de hormigón armado que se empleó como caso de estudio presenta una calidad alta según la velocidad del pulso ultrasónico (3225 m/s) y mediante la resolución del problema inverso lineal de la tomografía ultrasónica se obtuvieron tres imágenes 2D que permitieron identificar las zonas de altas velocidades del pulso ultrasónico correspondientes a los cercos de los aceros, y las zonas de bajas velocidades que caracterizan a las áreas afectadas por agrietamiento o alta porosidad.

La calidad del modelo puede considerarse aceptable (el error medio obtenido fue de 6,27%), pero debe ser mejorado utilizando un sistema de observación con celdas de 5 x 5 cm, o sea, 24 rayos y 40 celdas para un total de 24 celdas iluminadas por 3 rayos.

4. Agradecimientos

Los autores agradecen al Dr. Emilio Escartín Sauleda del Departamento de Geociencias por sus oportunas observaciones y al Ing. Geovany Alemán Carmenate por la asistencia técnica.

Referencias Bibliográficas

- [1] Norma Cubana NC: 231. "Determinación, interpretación y aplicación de la velocidad del pulso ultrasónico en el hormigón". Oficina Nacional de Normalización, 2002.
- [2] Aggelis, D.; Kordatos, E.; Soulioti, D. & Matikas, T. (2010). "Combined use of thermography and ultrasound for the characterization of subsurface cracks in concrete". Construction and Building Materials, V. 24, n. 10:1888-1897, 2010.
- [3] Silva, L., & Helene, P. "Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração". In S. P. E. I. ISAIA, Geraldo C. Concreto: Ciência e Tecnologia. 1Edição, São Paulo: Editora IBRACON (Brasil), pp. 1124-1174, 2011.
- [4] Rocha, J. H. & Povoas, Y. V. "A termografia infravermelha como um ensaio não destrutivo para a inspeção de pontes de concreto armado: Revisão do estado da arte", Revista ALCONPAT, V.7, No. 3, p.200-2014. DOI: http://dx.doi.org/10.21041/ra.v7i3.223
- [5] Silva, M.; Rocha, J.; Monteiro, E.; Póvoas, Y. & Kohlman, E. "Evaluación del ensayo de ultrasonido para la estimación de la profundidad de fisuras en concreto". Revista Alconplat, V. 9, n. 1, pp.79-92, 2018. http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.289
- [6] Possani, D., Lyra, D.; Conte, F.; & Moráis, D. "Ondas ultrassônicas: teoria e aplicações industriais em ensaios não-destrutivos". R. Bras. Fís. Tecnol. Apl., Ponta Grossa, V. 4, n. 1, p. 16-33, mai./jun. 2017. https://10.3895/rfta.v4n1.5073
- [7] BSI 1881. "Part 203: Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete". British Standards Institution, 1986.
- [8] Adamati, D; Lorenzi, A. & Silva, L. "Analysis of reinforced concrete structures through the ultrasonic pulse velocity: technological parameters involved". Revista IBRACON Estructuras e Materiais. V. 10, n. 2. 2017. http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000200006
- [9] Zielińska, M., & Rucka, M. "Non-Destructive Assessment of Masonry Pillars using Ultrasonic Tomography". Materials, 11(12), 1-16, 2018. https://doi.org/10.3390/ma11122543
- [10] Andi, M., and G. R. Yohanes. "Experimental study of crack depth measurement of concrete with ultrasonic pulse velocity (UPV)". IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. V. 673. n. 1. IOP Publishing, 2019.

- [11] Climent, M. Á., Miró, M., Carbajo, J., Poveda, P., de Vera, G., & Ramis, J. "Use of non-linear ultrasonic techniques to detect cracks due to steel corrosion in reinforced concrete structures". Materials, V. 12, n.5, 813. 2019.
- [12] Garg, S.; & Misra, S. "Efficiency of NDT techniques to detect voids in grouted post-tensioned concrete ducts". Nondestructive Testing and Evaluation, V.36, n.4, 366-387. 2020. doi: https://doi.org/10.1080/10589759.2020.1758 100
- [13] Gisbert Climent, V. "Implementación de un sistema de adquisición para tomografía ultrasónica". Trabajo de fin de grado presentado para la obtención del Título de Graduado en Ingeniería de Tecnologías y Servicios de Telecomunicación. Universitat Politècnica de València, 2017.
- [14] Lluveras, D. "Evaluación de materiales cementicios utilizando tomografía ultrasónica en transmisión". (Doctorado), Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales. España. 2017. https://doi.org/10.20868/UPM.thesis.47671
- [15] Sanderson, Tristan; Freeseman, K and Liu., K. "Concrete Bridge Deck Overlay Assessment using Ultrasonic Tomography." Case Studies in Construction Materials (2022): e00878.https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e 00878
- [16] Schabowicz, K. "Non-Destructive Testing of Materials in Civil Engineering". Materials. 2019, 12, 3237; doi:10.3390/ma12193237
- [17] Blanco, C. "Análisis y resolución del problema inverso lineal discreto. Caso de estudio de la Tomografía Sísmica 2D". Tesis para optar por el grado de Ingeniero Geofísico, Instituto Superior Politécnico "José Antonio Echeverría", La Habana. 2015. Disponible en: http://tesis.cujae.edu.cu:8080/xmlui/handle/123456789/4896
- [18] Aster, R.; Borchers, B.; & Thurber C. "Parameter Estimation and Inverse Problems". Elsevier Academic Press Publications 2011. Book. ISBN: 0-12-065604-3
- [19] Buitrago, B.; Irauiquin, I.; Mendoza, J. "Ultrasonic velocity attenuation in carbon stell specimens". Revista Técnica de la acultad de Ingeniería Universidad de Zulia, Venezuela, 2004, v. 27, n.1, pp. 20-25. ISSN 0254-0770.
- [20] DURAR. "Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado". CYTED. Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo. Río de Janeiro. 1997.

Influencia De La Interacción Dinámica Suelo Estructura En El Desempeño Y El Mecanismo De Colapso De Una Edificación De Tipología Mixta Bajo Carga Sísmica

Influence Of The Soil – Structure Interaction On The Performance And Failure Mechanism Of A Dual System Building Under Seismic Load.

Autores

José Alejandro Sariol Pérez¹, Nelson Fundora Sautié², Janet Otmara Martínez Cid³

- ¹ Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 % Rotonda y Ciclovía, josealesarper@civil.cujae.edu.cu
- ² Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 % Rotonda y Ciclovía, nelsonfs@civil.cujae.edu.cu
- ³ Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 % Rotonda y Ciclovía, <u>icid@civil.cujae.edu.cu</u>

RESUMEN

En zonas de alto riesgo sísmico se espera que las estructuras ingresen en el rango de comportamiento inelástico con la garantía de que se logre una adecuada disipación de energía. Para ello se recomienda, entre otros aspectos, que se defina en estructuras formadas por pórticos, una relación de rigidez entre vigas y columnas tal que se permita el desarrollo del requisito de columna fuerte-viga débil, parámetro a revisar cuando se incluye en el análisis la interacción dinámica suelo estructura (IDSE). Lo anterior puede conducir a una modificación importante del mecanismo de colapso, así como del desempeño de la edificación.

En la presente investigación se analiza la influencia de la IDSE en el mecanismo de colapso y el nivel de desempeño que desarrolla una edificación de 8 niveles formada por tipología mixta de hormigón armado, ubicadas en Santiago de Cuba. Para los modelos de análisis se tiene en cuenta la IDSE mediante las formulaciones de A.E. Sargsian. Se aplica el método estático no lineal (Pushover) mediante el software ETABS v18. Se considera la estructura apoyada sobre suelo D según define la norma cubana NC 46:2017. Se concluye que la incorporación de la IDSE influye significativamente en el mecanismo de colapso y el nivel de desempeño.

Palabras claves: interacción dinámica suelo – estructura, mecanismo de colapso, nivel de desempeño, pushover.

ABSTRACT

In high seismic hazard zones, the structures are expected to enter the inelastic range, ensuring that adequate energy dissipation can be achieved. For this, it is recommended, among other aspects, to define a beam-to-column stiffness ratio for framed structures that allows achieving the strong column-weak beam criteria. This parameter is analyzed based on the building's height when the dynamic soil-structure interaction (DSSI) is included on the model. The aforementioned elements could significantly change the collapse mechanism and performance building as well.

This research analyzes how DSSI influences the collapse mechanism and performance level of eight-story structure with dual frame-wall RC located in Santiago de Cuba systems, municipality. The dynamic soil-structure interaction was taken into consideration for the analysis models, through A.E. Sargsian formulas. For this, the nonlinear static analysis (Pushover) with ETABS v18 software was used. Structures resting on soil type D were studied, as defined by Cuban standard NC 46:2017. It was concluded that the use of DSSI has a significant influence on the collapse mechanism and level of building performance.

Key words: collapse mechanism, dynamic soilstructure interaction, performance level, pushover.

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2022 Aceptado: Marzo 2022

1. Introducción

A raíz de varias investigaciones tanto a nivel nacional como internacional [1-5], ha quedado demostrado la necesidad de la consideración de la interacción dinámica suelo - estructura (IDSE) para el análisis sísmico de estructuras. Arturo Tena da una amplia demostración de ello en su investigación [4], específicamente para suelos blandos. Los avances tecnológicos actuales y la materialización de disposiciones y recomendaciones al respecto en las normativas a nivel mundial, hacen que sea relativamente sencillo tener en cuenta este fenómeno a la hora de analizar una estructura. Los cambios producidos en el comportamiento de las edificaciones, ante acciones de origen sísmico, debido a la implementación de la IDSE, pueden arrojar valores críticos de respuesta para el posterior diseño estructural.

Sistemas estructurales con una alta capacidad disipativa son deseables en zonas sísmicas donde se espera que las estructuras ingresen en el rango de comportamiento inelástico. Algunas investigaciones así lo demuestran [6]. Para garantizar que se desarrolle un comportamiento dúctil es necesario realizar un detallado de la sección para protegerla ante otros tipos de fallos prematuros, como por ejemplo el fallo a cortante. Más allá de diseñar secciones donde se desarrollen rótulas plásticas con una alta capacidad deformacional, es necesario que estas se formen en los lugares adecuados. La aparición de rótulas plásticas en las columnas, antes que en las vigas, puede conducir a un fallo por mecanismo de piso sin que la estructura llegue a desarrollar toda su capacidad disipativa. Para evitar este tipo de fallos y garantizar un comportamiento estructural dúctil, normativas actuales [7-9] establecen relaciones mínimas entre la resistencia de las columnas y las vigas, adoptando el principio de columna fuerte — viga débil. Algunos autores han concluido que el mecanismo de colapso que desarrollan las estructuras varía de manera negativa con la consideración de la IDSE [3, 10].

Existe una tendencia actual al diseño por desempeño de estructuras ante acciones sísmicas. Algunas normativas definen niveles de desempeño máximos según la importancia de la obra y el tipo de sismo considerado en el diseño [7, 11]. Siguiendo esta línea en la presente investigación se desarrolla un análisis estático no lineal (Pushover) de una edificación de 8 niveles de hormigón armado con tipología mixta de tímpanos y pórticos. Se incorpora la IDSE con el modelo de rigideces equivalentes del suelo de A.E. Sargsian considerando las edificaciones apoyadas sobre un suelo tipo D según define la norma cubana [7].

2. Desarrollo

La edificación objeto de análisis, destinada a viviendas, se encuentra emplazada en la cabecera provincial de Santiago de Cuba, una de las zonas de mayor sismicidad del país. Posee 8 niveles donde el primero es de 3m de altura y los restantes de 2,7m de puntal, para una altura total de 21,9m. Está conformada por plantas cuadradas con módulos de 7,20m x 7,20m, con un sistema de soporte a base de pórticos y tímpanos distribuidos uniformemente. Por todas estas características la edificación no posee irregularidades en planta ni en elevación.

2.1. Modelación de la estructura

Se modelan dos estructuras: una considerada unida rígidamente al suelo y la otra apoyada sobre una losa de cimentación con resortes que simulan el suelo para incorporar la IDSE. Se realiza el análisis estático no lineal a los modelos de la edificación con el software ETABS en su versión 18.

Se determinarán, para cada modelo, los periodos de oscilación, los cortantes basales, las fuerzas sísmicas por piso, los desplazamientos en el tope de la edificación, las derivas de piso, el punto y nivel de desempeño y el orden y lugar de aparición de las rótulas plásticas en vigas y columnas.

2.1.1. Geometría de los elementos

Las losas de entrepiso y cubierta poseen un espesor de 20cm y son consideradas diafragmas rígidos. El modelo con IDSE posee una losa de cimentación cuadrada de 33,3m de lado y 1m de espesor.

Las columnas poseen una sección transversal de 65x65 centímetros y las vigas de 40x60 cm, cubriendo luces de 7,2m en la gran mayoría de los casos excepto para las consecutivas a cada lado de los tímpanos.

Los tímpanos poseen un espesor de 30 cm y son continuos en todos los niveles de la edificación. Los exteriores son de 8m de longitud, mientras que los del núcleo son de 4m. Se utilizan las rigideces reducidas de las secciones de los elementos. Los valores asumidos se resumen en la tabla 1. Las siglas I_g representan la inercia de la sección bruta de los elementos. En la figura 1 se muestra una vista tridimensional de la edificación y la vista en planta.

Tabla 1: Rigideces equivalentes de los elementos

olomonico.			
Elemento	Rigidez efectiva		
Columnas	$0.7I_g$		
Vigas	$0,35I_{g}$		
Muros	$0.7I_g$		
Losas	$0.25I_{a}$		

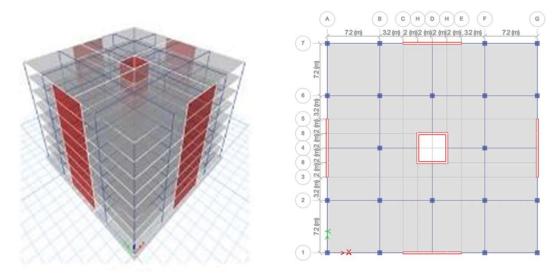


Figura 1: Modelo tridimensional y planta de la edificación. (Elaboración propia).

2.1.2. Materiales empleados

Todos los elementos son de hormigón armado "in-situ". La resistencia característica a los 28 días es $f_c'=35~MPa$, con un peso específico de $24~kN/m^3$, un módulo de elasticidad secante $E=4700\sqrt{f_c'}=27805~MPa$ y un coeficiente de Poisson $\nu=0,17$.

El acero de refuerzo empleado posee una resistencia de fluencia $f_y = 300 \, MPa$ y un módulo de elasticidad $E = 2 * 10^5 \, MPa$.

2.1.3. Condiciones de Borde

Las losas son continuas sobre vigas en sus cuatro bordes. Las uniones columna-columna y viga-columna son consideradas continuas. Se modelan las balsas de cimentación, para una variante, apoyadas elásticamente sobre resortes con una rigidez acordes al suelo y la cimentación utilizada. En la otra variante las estructuras son empotradas.

2.1.4. Cargas actuantes

2.1.4.1. Cargas permanentes

En la norma cubana se recogen las densidades de los materiales para la determinación de las cargas sobre la estructura. Para los entrepisos se consideran 10cm de relleno en el piso y 5cm de losas cerámicas y mortero para la terminación. Además, se considera que se coloca tabiquería ligera. Para la cubierta se asume igualmente un espesor promedio del relleno de 10cm y que la solución de impermeabilización fue con tres capas de papel asfáltico. En la tabla 2 se resumen los valores de las cargas.

Tabla 2: Cargas permanentes en la edificación

Material	Dogo conceífico	Carga G	(kN/m²)
iviaterial	Peso específico	Entrepiso	Cubierta
Relleno	0,18 kN/m ² /cm	1,8 (10cm)	1,8 (10cm)
Losas cerámicas	0,2 kN/m²/cm	1 (5cm)	-
Tabiquería ligera	0,5 kN/m ²	0,5	-
Impermeabilización (3 capas de papel asfáltico)	0,07 kN/m ²	-	0,07
(3 capas de papel asiallico)	Total	3,3	1,87

2.1.4.2. Carga de uso

Las cargas vivas fueron extraídas de la norma cubana. La edificación se considera para uso de viviendas por lo tanto en los entrepisos se utiliza la carga correspondiente para estos casos. La cubierta se considera con desagüe por tragante y no accesible al público. En la tabla 3 se recogen los valores de carga.

Tabla 3: Cargas de uso en la edificación

rabia or cargae ac acc erria cameacien			
	Carga Q (kN/m²)		
Entrepiso	1,5		
Cubierta	2		

2.1.4.3. Carga sísmica

Como se mencionó las edificaciones se consideran emplazadas en el municipio Santiago de Cuba que clasifica como zona 5, de peligro sísmico muy alto, según la norma cubana [7]. El cálculo de la carga sísmica se realiza mediante el Método Estático Equivalente (MEE). Los procedimientos para determinación de esta carga son similares tanto para base empotrada como para cuando se considera IDSE. Para la región de emplazamiento se definen los parámetros iniciales en la tabla 4.

Tabla 4: Parámetros iniciales para la zona de emplazamiento

	$S_0(g)$	$S_{s}\left(g ight)$	$S_1(g)$	$T_L(s)$	Zona
Santiago de Cuba	0,513	1,035	0,428	6	5

Se consideró el sismo de diseño como básico u ordinario y la edificación se clasifica como obra ordinaria con categoría ocupacional tipo II, por lo que posee un nivel de protección sísmica D (NPS-D) según la norma cubana [7].

. Ajuste por clase de sitio e intensidades sísmicas especiales

Se utilizan las expresiones (1) y (2), los valores de los coeficientes y las ordenadas espectrales ajustadas se recogen en la tabla 5.

$$S_{CS} = S_s * F_a * N_a \tag{1}$$

$$S_{1s} = S_1 * F_v * N_v \tag{2}$$

Donde

 S_s y S_1 – ordenadas espectrales para periodo corto y largo respectivamente del sismo extremo considerado.

 F_a y F_v – coeficientes de sitio para periodos de vibración cortos y largos respectivamente.

 N_a y N_v – coeficientes por intensidades especiales para periodos de vibración cortos y largos respectivamente.

 S_{CS} y S_{1s} – son las ordenadas espectrales para periodos cortos y largos respectivamente, ajustadas por las características del sitio de emplazamiento.

Tabla 5: Coeficientes de corrección y ordenadas espectrales ajustadas

Suelo	F_a	F_{v}	N_a	N_v	$S_{CS}\left(g\right)$	$S_{1s}\left(g\right)$
D	1	1,608	1	1	1,035	0,688

• Construcción del espectro de diseño

Para el sismo de diseño el factor de escala $K_d = 0.66$ obteniéndose los valores de aceleraciones espectrales para periodo corto (S_{DS}) y largo (S_{D1}) según las expresiones (3) y (4).

$$S_{DS} = S_{CS} * K_d = 0,683 g$$
 $S_{DS} = S_{CS} * K_d = 0,683 g$ (3)

$$S_{D1} = S_{1s} * K_d = 0.688 g$$
 $S_{D1} = S_{1s} * K_d = 0.688 g$ (4)

Los periodos de esquina T_0 y T_s expresados en segundos son calculados por las expresiones (5) y (6) donde T_L es el periodo de transición del periodo largo.

$$T_0 = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.133 s$$
 $T_0 = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.133 s$ (5)

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5 * T_0 = 0,665 s$$
 $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5 * T_0 = 0,665 s$ (6)

El periodo natural de oscilación de la estructura es determinado en el software ETABS obteniéndose un valor $T = 0,494 \, s$ para la estructura considerada empotrada y $T = 0,566 \, s$ en el modelo con IDSE incorporada. En ambos casos resulta menor que el límite empírico $(1,4*T_a=0,694)$ establecido por la norma cubana [7].

Las ordenadas espectrales (S_a) para la formación del espectro de diseño (figura 2) se determinan según las expresiones de la (7) a la (10).

$$S_a(T) = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$
 para $T \le 0.133 s$ (7)

$$S_a(T) = S_{DS}$$
 $para 0,133 s \le T \le 0,665 s$ (8)

$$S_a(T) = \frac{S_{D1}}{T}$$
 $para \ 0.665 \ s \le T \le 6 \ s$ (9)

$$S_a(T) = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2}$$
 para $T > 6 s$ (10)

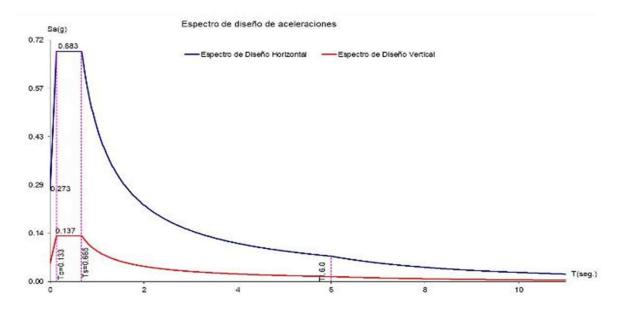


Figura 2: Espectro de demanda del sismo de diseño

La tabla 6 muestra los valores de aceleraciones espectrales obtenidas para ambas condiciones de apoyo.

Tabla 6: Ordenadas espectrales

Condición de apoyo	Periodo fundamental $T(s)$	Ordenada espectral $S_a(g)$		
Empotrado	0,494	0,683		
IDSE	0,566	0,683		

Características del sistema estructural

La edificación estudiada se puede clasificar, según los establecido en la norma cubana [7], como un sistema estructural E3 pues está conformado por diafragmas horizontales rígidos sostenidos verticalmente por la combinación de pórticos y muros de cortante de hormigón reforzado. Según la norma cubana [7] para este sistema estructural con muros de hormigón armado tipo A se establecen los coeficientes de diseño que se recogen en la tabla 7.

Tabla 7: Coeficientes de diseño para el sistema estructural utilizado

Factor genérico de reducción de la respuesta sísmica R	5
Factor de amplificación de desplazamientos post-elásticos Ω_r	5

• Obtención de la carga

Mediante el MEE descrito en la norma cubana [7] se obtienen los valores de cortante basal y fuerza por piso que se recogen en la tabla 8.

Tabla 8: Cortante basal v fuerza sísmica por piso

	Tabla 6. Containte basai y luerza sistilica por piso			
	Empotrado		IDSE	
Nivel	$V_{b_{x,y}}(kN)$	$F_{x,y}(kN)$	$V_{b_{\mathcal{X},\mathcal{Y}}}(kN)$	$F_{x,y}(kN)$
8		2026,29		2056,12
7		2080,01		2101,49
6		1787,50		1796,96
5	10461	1495,00	10461	1494,07
4	10401	1202,50	10401	1193,15
3		910,00		894,66
2		617,50		599,37
1		342,32		325,31

2.2. Combinaciones de cargas

En el análisis y diseño de las edificaciones se utilizan las combinaciones de carga recogidas en las normativas cubanas.

- 1,4*G*
- $1,2G + 1.6Q + 0,5Q_c$
- $1,2G + 1.6Q_c + 0,5Q$
- $1,2G + Q_t + S_v \pm S_{hx}$
- $\bullet \qquad G + Q_t S_v \pm S_{hx}$

Donde:

- G Carga permanente
- Q Carga de uso de entrepiso
- Q_c − Carga de uso de cubierta
- Q_t Carga de uso total
- S_v Componente vertical del sismo

La norma cubana [7] establece que la componente vertical del sismo (S_v) se tome en cuenta como una porción de la carga permanente, aumentando o disminuyendo su valor según establezca la combinación correspondiente. La expresión (11) establece la fracción que representa S_v de la carga permanente.

$$S_v = 0.2S_{DS} * G = 0.137 * G \tag{11}$$

2.3. Implementación de la ISDE

Para la incorporación de la interacción dinámica suelo-estructura se calculan los valores de rigideces equivalentes del suelo de apoyo según las expresiones de A.E. Sargsian recogidas en [1]. Se determinan los seis valores para igual número de grados de libertad de la balsa de cimentación. La tabla 9 resume los valores de las rigideces.

Tabla 9: Rigideces equivalentes del suelo en los resortes

		Rigideces equivaler	ites del suelo	
Suelo	$K_x = K_v (kN/m)$	$K_z(kN/m)$	$K_{\varphi x} = K_{\varphi y} (kNm)$	$K_{\psi z}(kNm)$
	,		, ,,	,
D	946797	864140	140821104	148566850

Donde:

 K_x y K_y – coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme

 K_z – coeficiente de rigidez de compresión elástica

 $K_{\varphi x} \ y \ K_{\varphi y}$ – coeficientes de rigidez de compresión elástica no uniforme

 $K_{\psi z}$ – coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme

2.4. Diseño estructural

Para poder evaluar el desempeño de la edificación y el mecanismo de colapso que desarrollaría ante la ocurrencia del sismo de diseño que se tuvo en cuenta en la presente investigación, es necesario contar con un diseño previo del refuerzo de las secciones. Para cumplir con el requisito de columna fuerte-viga débil recogido en las normas [8, 12] se debe cumplir la condición (12).

$$\sum M_{nc} \ge 1.2 \sum M_{nv} \tag{12}$$

Donde:

 M_{nc} – sumatoria de las resistencias a flexión de las columnas que convergen a un nudo medidas en la cara del nudo.

 M_{nv} – sumatoria de las resistencias a flexión de las vigas que convergen a un nudo medidas en la cara del nudo

Las relaciones de momentos resistentes de vigas y columnas $\sum M_{nc}/\sum M_{nv}$ se muestran en la tabla 10. Como se aprecia cumple con el requisito establecido en la norma cubana [12] de que la relación sea 1,2 o superior.

Tabla 10: Relación de Resistencia a momento entre vigas y columnas

$M_{nc}(kNm)$	$M_{nv}(kNm)$	$\sum M_{nc}/\sum M_{nv}$
565	433	1,3

3. Resultados

3.1. Períodos de oscilación

Con la inclusión de la IDSE se consideran los movimientos de la base, lo que produce un incremento del periodo de oscilación de la estructura. La figura 3 muestra los valores obtenidos al tener en cuenta el efecto de la IDSE a través de las formulaciones de A.E. Sargsian, con lo que sufre un aumento del 14.57% del valor obtenido para el modelo considerado empotrado.

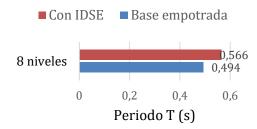


Figura 3: Variación del periodo de la estructura

Otro aspecto importante a evaluar es la relación entre el periodo de oscilación de la estructura y el predominante de las vibraciones del suelo. La figura 4 refleja este aspecto. En la misma se aprecia que con la inclusión de la IDSE la relación R_t se acerca a la unidad, por lo que se puede desarrollar un comportamiento desfavorable en esta estructura.

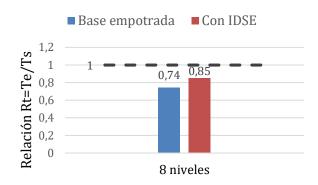


Figura 4: Relaciones entre los periodos de la estructura y el suelo

3.2. Desplazamientos y derivas de piso

En el caso de la carga sísmica, el hecho de que se desarrollen desplazamientos excesivos en la edificación puede generar graves problemas en la respuesta estructural pues estos están asociados a la rigidez y permite comprobar el grado de ductilidad de la edificación. La diferencia entre el movimiento de un piso y otro genera grandes esfuerzos en los elementos de soporte vertical como columnas y muros. La tabla 11 muestra el valor admisible de desplazamiento en el tope H/600 para la edificación.

Tabla 11: Desplazamientos admisibles en el tope

	procedure de de la companya de la co
Altura (m)	Desplazamiento admisible (mm)
21,9	36,5

En la figura 5 se muestra la gráfica de desplazamiento por pisos de la edificación, obtenidos para la combinación $G + Q + S_v + Sh_x$.

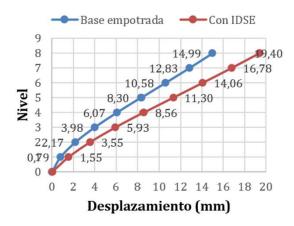


Figura 5: Desplazamiento por piso

En el caso del desplazamiento en el tope, se demuestra que la edificación cumple con el desplazamiento máximo admitido para zonas sísmicas. Se observa, además, que con la inclusión de la IDSE estos desplazamientos aumentan, resultado esperado a partir de trabajos consultados [2, 3, 13]. Esto se debe a que al considerar la flexibilidad de la base se genera un desplazamiento por la rotación de la cimentación sumado al propio desplazamiento elástico de la estructura. En la figura 6 se muestran los porcentajes de variación del desplazamiento para cada nivel. Se observa que la mayor diferencia al incluir la IDSE se da en el primer nivel y va disminuyendo con la altura de la edificación.



Figura 6: Porcentaje de variación de los desplazamientos por piso.

Las derivas de piso son una medida de la respuesta estructural de un sistema sometido a cargas laterales y permite estimar el grado de daño que pueden sufrir tanto los elementos estructurales como los no estructurales. La figura 7 muestra los resultados de las derivas de piso, obtenidas igualmente para la combinación $G+Q+S_v+Sh_x$. Se aprecia un comportamiento similar que para el desplazamiento. Con la inclusión de la IDSE el porcentaje de deriva por piso es superior (Figura 8). Según la norma cubana [7] la deriva admisible para edificaciones en general, con clasificación de ordinaria, es de 2% de la altura del piso en que se analiza. En los resultados que ofrece el programa ETABS, los valores de deriva contienen el término "altura del piso" (hp) por lo que la comparación se realiza solo con el término 0,020 o en términos porcentuales 2%.

Los gráficos están acordes a la tendencia del comportamiento de edificaciones con tipología mixta en las que la mayor deriva debe estar en los pisos inferiores dado el trabajo conjunto pórtico-tímpano. En ningún caso se supera el valor de deriva permisible. Para las relaciones de incremento que se produce para la deriva, se observa igualmente una mayor diferencia en los niveles inferiores.

En ambos casos se aprecia un mayor efecto de la incorporación de la IDSE en la parte baja de la estructura. Estos resultados son similares a los obtenidos por F. Behnamfar en su investigación [14].

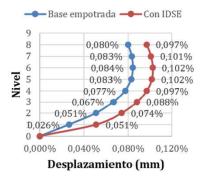


Figura 7: Derivas de piso.



Porcentaje de variación

Figura 8: Porcentaje y variación de las derivas

3.3. Cortante basal y fuerzas sísmicas por piso

La fuerza que ejerce el sismo es un parámetro que se ha demostrado sufre variaciones con la incorporación de la IDSE. En la figura 9 se muestran los resultados obtenidos en la presente investigación respecto al cortante basal.

Para la estructura no varía el cortante basal con la inclusión de la IDSE. Lo anterior es debido a que para los periodos de oscilación obtenidos y presentados en la tabla 4, el valor de aceleración espectral es constante al estar ubicado en la zona de la meseta del espectro de demanda definido según la norma cubana [7]. Sin importar la condición de apoyo, iguales valores de aceleración espectral generan coeficientes sísmicos (C_s) de igual magnitud y cortantes basales idénticos.

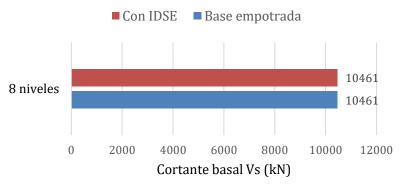


Figura 9: Cortante basal en la estructura según las condiciones de apoyo.

La figura 10 muestra que la edificación sufre cambios con la incorporación de la interacción al modelo de análisis en los valores de fuerzas sísmicas por piso. En la gráfica los valores negativos indican que se ha producido una disminución de la fuerza sísmica obtenida para los modelos con IDSE respecto a la que se calcula para las estructuras empotradas; los valores positivos indican el efecto contrario. Para la estructura, el comportamiento de la variación de la carga inercial en cada nivel es irregular, generándose una disminución del nivel 1 al 5 y un aumento del 6 al 8. Esto se debe a que en esta estructura la fuerza sísmica depende exclusivamente del valor del coeficiente de distribución del cortante basal en la altura (C_v) , el cual presenta una variación igualmente irregular.

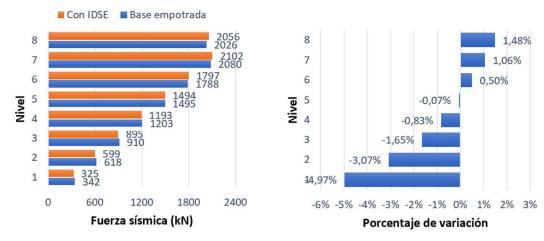


Figura 10: Fuerza sísmica por piso y porcentaje de variación.

3.4. Curva de capacidad

En la figura 11 se muestran las curvas de capacidad obtenidas con el software ETABS v18. Se aprecia que, para cortantes basales similares, se producen mayores desplazamientos en el tope de la edificación con la inclusión de la IDSE, lo que evidencia una reducción de la rigidez de la estructura, reflejada en la menor pendiente en las curvas.

Otro aspecto a analizar es el punto de fluencia efectiva definido por el cortante basal y el desplazamiento que representan el cambio de comportamiento elástico a inelástico de la estructura, el cual es obtenido mediante la bilinearización de la curva de capacidad. La tabla 12 recoge estos valores. En la misma se evidencia que el valor de cortante basal de fluencia de la estructura con IDSE disminuye con relación al valor de este parámetro al considerar la base empotrada. Esta diferencia puede responder a que la fluencia efectiva de la estructura empotrada depende fundamentalmente de la fluencia de las vigas que incursionan en el rango inelástico, mientras que al incluir el efecto de la IDSE la pérdida de rigidez pasa a estar regida por la fluencia de las columnas de planta baja. Asimismo, el desplazamiento de fluencia aumenta con la inclusión de la IDSE, generando una curva de menor pendiente, lo cual evidencia una pérdida de rigidez en la estructura que conlleva a una reducción de la resistencia.

Tabla 12: Coordenadas de los puntos de fluencia efectiva en la curva de capacidad.

Condición de apoyo	V_y (kN)	D_y (mm)
Empotrado	39925	50
IDSE	39347	64

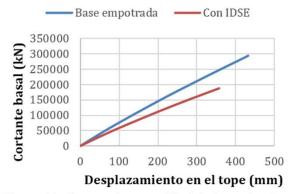


Figura11: Curvas de capacidad de las estructuras.

3.5. Punto y nivel de desempeño

En la figura 12 se muestran los puntos de desempeño obtenidos según la condición de apoyo considerada. En la figura se aprecia como el punto de desempeño cambia con la inclusión de la IDSE, desplazándose hacia la derecha del espectro. Esto significa que la estructura ingresa más en el rango de comportamiento plástico y por ende se desarrollará un desempeño más deficiente. La tabla 13 muestra las coordenadas de los puntos de desempeño, tanto en el espectro como en la curva de capacidad

Tabla 13: Coordenadas de los puntos de desempeño en la curva y espectro de demanda.

Condición de	Condición de Espectro de		Curva de capacidad		
apoyo	S_d (mm)	$S_a(g)$	D (mm)	$V_b(kN)$	
Empotrado	119,9	1,731	203,7	147877	
IDSE	158	1,583	273,7	147614	

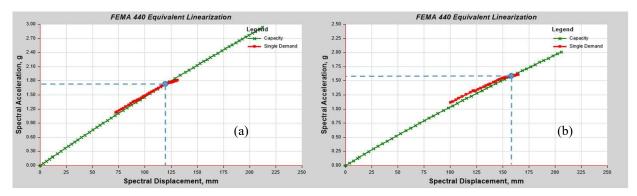


Figura 12: Puntos de desempeño en la estructura de 8 niveles: (a) Base empotrada, (b) IDSE.

Para la obtención del nivel de desempeño es necesario sectorizar la curva de capacidad. Esta se desarrolla a partir de la ubicación del punto de fluencia efectiva que se recoge en la Tabla 12. Este punto representa el cambio de comportamiento elástico a inelástico de las estructuras. En la tabla 14 se definen los niveles de desempeño alcanzados según se establecen en la normativa [7].

Tabla 14: Niveles de desempeño alcanzados.

Tubia 14. TVIVCICO ac	acocinpeno alcanzados.
Condición de apoyo	NC 46: 2017
Empotrado	Seguridad de vida
IDSE	Prevención de colapso

En la edificación se modifica el desempeño al incluir la IDSE. La norma cubana [7] establece que estructuras ordinarias bajo la acción de un sismo igualmente ordinario deben presentar un nivel de desempeño operativo o menor. La edificación no cumple con este para ninguna de las condiciones de apoyo analizadas.

3.6. Formación de las rótulas plásticas. Mecanismo de colapso.

La configuración y orden de aparición de las rótulas plásticas que genera el mecanismo de colapso en las estructuras es un aspecto difícil de determinar con exactitud. Por tal motivo, y debido a la necesidad de evitar que se produzca un mecanismo de piso blando, con la formación de articulaciones plásticas en ambos extremos de las columnas, se asumirá la ocurrencia de este fenómeno como el criterio de falla en las estructuras.

Al considerarse la base empotrada, la primera rótula plástica que se genera es en una de las vigas del séptimo nivel (figura 13a). La misma se alcanza para un desplazamiento de 115mm y un cortante basal de 86689 kN. Por otra parte, al considerarse la flexibilidad de la base, para un desplazamiento en el tope de la edificación igual a 100mm y un cortante basal de 58545 kN, se genera una articulación plástica en la base de una columna del primer nivel (figura 13b).

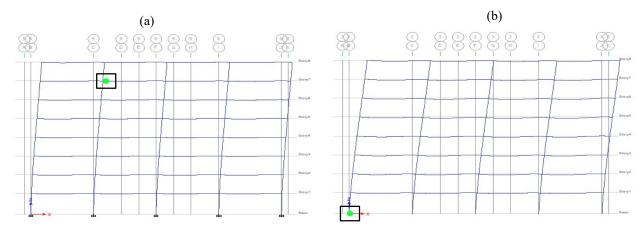


Figura 13: Aparición de las primeras rótulas plásticas: (a) Base empotrada, (b) Con IDSE.

Al analizar la progresión de la formación de las rótulas en los elementos se aprecian diferencias. Se puede observar que en el modelo empotrado ya se han formado 30 articulaciones en vigas y ninguna en columnas. Para un cortante basal equivalente, alrededor de 10400 kN, en el modelo con IDSE se generan un número similar de articulaciones que en el empotrado, pero con una configuración más desfavorable (22 en vigas y 7 en columnas). La figura 14 muestra este hecho.

Finalmente, para la edificación unida rígidamente al suelo, el mecanismo de piso se alcanza en el último nivel cuando el desplazamiento en el tope es 235mm y el cortante basal 169245 kN (figura 15a). Al incorporar la interacción, este mismo mecanismo se obtiene con 248mm de desplazamiento en el tope y 135239 kN de cortante basal (figura 15b).

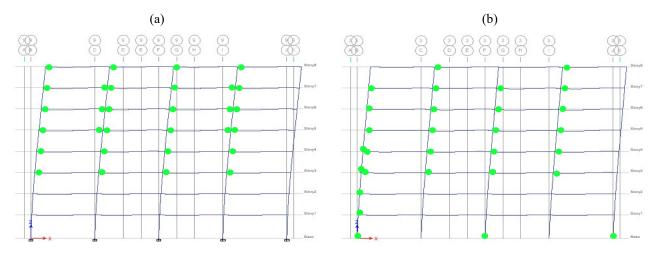


Figura 14: Progresión de la aparición de rótulas plásticas: (a) Base empotrada, (b) IDSE.

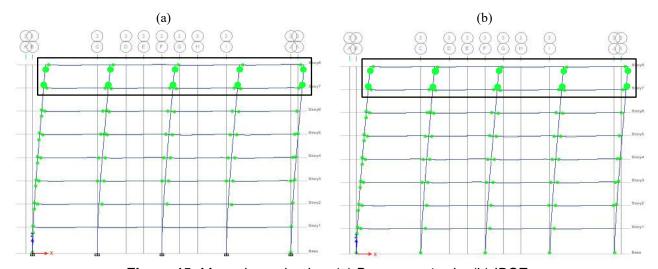


Figura 15: Mecanismo de piso: (a) Base empotrada, (b) IDSE.

A partir de estos resultados se puede concluir que la inclusión de la IDSE para la estructura influye en el mecanismo de colapso que se desarrolla. Al considerar la interacción, las primeras articulaciones plásticas se generan en columnas para un cortante basal 32% menor que con base rígida. Por otro lado, la aparición del mecanismo de piso se produce igualmente en el último nivel. Este se alcanza al incluir la IDSE para un cortante basal 20% menor que en la estructura empotrada.

Atendiendo a la progresión de la plastificación de las secciones, una primera conclusión es que la estructura empotrada desarrolla de manera extendida el criterio de columna fuerte – viga débil. Antes de formarse la primera rótula en una columna se han formado 30 de las 64 posibles rótulas, para un 47% de plastificación en vigas. Por otra parte, al analizar lo que sucede en la estructura de base flexible para un mismo cortante basal se observa que se forman un número similar de rótulas, pero en una configuración mucho más desfavorable. En dicha estructura se generan 7 articulaciones en columnas contra ninguna para la edificación empotrada. De esta manera se evidencia que se ha perdido el criterio de columna fuerte – viga débil con la inclusión de la IDSE.

3. Conclusiones

Atendiendo a los resultados se concluye que la estructura cumple con los requerimientos de desplazamientos en el tope y límites de deriva por piso. El cortante basal se mantiene constante y las fuerzas por piso sufren una modificación no significativa manteniéndose por debajo del 5%. Los valores de desplazamiento en el punto de fluencia efectiva de la curva de capacidad aumentan con la modelación de la IDSE denotando una pérdida de rigidez global de la estructura. El punto de desempeño se desplaza hacia la derecha del espectro de demanda al considerarse la IDSE. Se producen modificaciones desfavorables en los modelos de base flexible, llevando a las estructuras a niveles de desempeño no aceptado en la norma cubana [7]. Se producen cambios en el mecanismo de colapso generando rótulas plásticas para menores valores de cortante basal. Se demuestra que se pierde el criterio de columna fuerte — viga débil al plastificarse inicialmente las secciones de algunas columnas y producirse configuraciones con una mayor disipación de energía sísmica en columnas en los modelos con IDSE.

Referencias Bibliográficas

- [1] G. Villarreal Castro, Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación. Trujillo: Editora & Imprenta Gráfica Norte SRL, 2017.
- [2] Z. Corratgé Yzaguirre, J. d. P. Phala Quispe, W. Cobelo Cristiá, and J. O. Martínez Cid, "Influencia de la altura en la respuesta estructural de una edificación considerando la interacción suelo-estructura," *Ciencia & Futuro,* vol. 10, no. 1, pp. 130-148, 2020a.
- [3] Z. Corratgé Yzaguirre, D. d. I. C. Álvarez Martín, W. Cobelo Cristiá, and J. O. Martínez Cid, "Influencia de la interacción suelo-estructura en los mecanismos de colapso de un edificio de hormigón armado," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 1, no. 3, pp. 32-43, 2020b.
- [4] A. Tena Colunga, "Interacción sueloestructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos," *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras,* vol. 24, no. 2, pp. 141-165, 2019.
- [5] D.-P. N. Kontoni and A. A. Farghaly, "Seismic response of adjacent unequal buildings subjected to double pounding considering soil-structure interaction," *Computation*, vol. 6, no. 1, p. 10, 2018.
- [6] E. Tapia Hernández and J. S. García Carrera, "Comportamiento de estructuras de acero durante los sismos de septiembre de 2017," *Ingeniería sísmica,* no. 101, pp. 36-52, 2019.
- [7] NC-46, "Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos

- para el diseño y la construcción." Oficina Nacional de Normalización, 2017.
- [8] ACI-318 "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary" American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA, 2019.
- [9] NZS-3101.1 "Concrete Structures Standard. Part 1: The design of concrete structure; Part 2: Commentary (Incorporating Amendment No. 1, 2 and 3)" New Zealand Standards (NZS), 2017.
- [10] L. Fernandez Sola and I. Leon, "Diferencias en los mecanismos de colapso de edificios de acero sobre base rígida y base flexible," in XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, 2008.
- [11] ASCE/SEI "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures" 2017.
- [12] NC-207 "Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón" Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba, 2019.
- [13] L. R. Fernández Sola and J. Avilés López, "Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda," *Ingeniería sísmica,* no. 79, pp. 71-90, 2008.
- [14] F. Behnamfar and M. Banizadeh, "Effects of soil–structure interaction on distribution of seismic vulnerability in RC structures," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 80, pp. 73-86, 2016.

Discordancias Entre La Evaluación Del Deterioro Y Los Pronósticos Del Comportamiento Sísmico De Edificaciones Prefabricadas

Discordances Between Deterioration Assessment And Seismic Behavior Forecasts Of Prefabricated Buildings

Autores

Yamila Concepción Socarrás Cordoví 1, Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu 2

¹Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias Técnicas, Universidad de Oriente, Cuba, Avenida de las Américas s/n, ysocarrascordovi@gmail.com

²Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad de Oriente, Cuba, Avenida de las Américas s/n, ealvarez@uo.edu.cu

RESUMEN

En Cuba existen diversos procedimientos para evaluar el estado técnico-constructivo de las edificaciones. En esta investigación se aplican tres de ellos, con el objetivo de evaluar el deterioro de los componentes estructurales de los edificios U-142-143 y E-16-18, construidos con el sistema prefabricado Gran Panel Soviético emplazados en el Distrito José Martí del municipio Santiago de Cuba. Como consecuencia de los daños patológicos que se aprecian en el edificio U-142-143, se pronostican cambios en el comportamiento sísmico, ya que los períodos fundamentales según las vibraciones ambientales están incluidos en el rango del periodo agrietado correspondiéndose con el período del sistema elastoplástico sin haber ocurrido un sismo. En el edificio E-16-18 con mejores condiciones constructivas, se estima que los mayores valores de los períodos fundamentales según las vibraciones ambientales, no están en el rango del período agrietado. Sin embargo, en los resultados obtenidos de la evaluación del deterioro de los componentes estructurales, con dos de los procedimientos utilizados no se evidencia una correspondencia entre esas evaluaciones y los pronósticos del comportamiento sísmico. Se obtienen resultados acordes con la problemática planteada, cuando se emplea un nuevo procedimiento, definido para estructuras de hormigón armado, que comprende los daños patológicos y niveles de afectaciones característicos de este material. Este nuevo procedimiento, tiene en cuenta factores de ponderación no solo de acuerdo a la importancia del elemento estructural y el por ciento de área afectada, sino también en dependencia del tipo de daño patológico, su repercusión e incidencia en la respuesta estructural ante un sismo.

Palabras claves: daños patológicos, deterioro, Gran Panel Soviético, hormigón prefabricado, peligro sísmico

ABSTRACT

In Cuba there are various procedures to evaluate the technical-constructive state of buildings. In this investigation, three of them are applied, with the objective of evaluating the deterioration in the structural components of buildings U-142-143 and E-16-18, built with the prefabricated Great Soviet Panel system located in the José Martí District of the Santiago of Cuba municipality. Due to the pathological damage observed in building U-142-143, changes in seismic behavior are predicted, since the fundamental periods according to environmental vibrations are included in the range of the cracked period, corresponding to theiod of the elastoplastic system. without an earthquake. In building E-16-18 with better construction conditions, it is estimated that the highest values of the fundamental periods according to environmental vibrations are not in the range of the cracked period. However, in the results obtained from the evaluation of the deterioration with two of the procedures used, there is no evidence of a correspondence between these evaluations and the forecasts of the seismic behavior. Results consistent with the problem raised are obtained when a new procedure is used, defined for reinforced concrete structures, which includes the pathological damage and levels of damage characteristic of this material. This new procedure takes into account weighting factors not only according to the importance of the structural element and the percentage of affected area, but also depending on the type of pathological damage, its impact and incidence on the structural response to an earthquake.

Keywords: deterioration, Great Soviet Panel, pathological damage, precast concrete, seismic hazard

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2022 Aceptado: Marzo 2022

1. Introducción

En la ex Unión Soviética, el Instituto Giprostroy a finales de la década de 1950, creó la serie de casas 1-464. Era la adaptación soviética del sistema francés Camus (1949), patentado para prefabricar industrialmente grandes paneles de hormigón, unidos por barras de acero y hormigón in situ (juntas húmedas) para producir un elemento unitario, rígido y homogéneo. Los paneles verticales se ubican transversalmente y longitudinalmente. También las juntas horizontales entre las losas y paneles, son juntas húmedas, permitiendo asumir los pisos como discos rígidos. Su concepción confiere un alto grado de hiperestaticidad, exigido para zonas de alta peligrosidad sísmica. Posterior al ciclón Flora, la URSS donó una planta de producción de este sistema, conocido en Cuba como Gran Panel Soviético (GPS), instalada en la ciudad de Santiago de Cuba.

Este sistema prefabricado mostró un adecuado comportamiento ante los sismos fuertes de Chile en 1985 y 2010, así como el de Armenia en 1988; como argumentan [1-2]. Sin embargo, en Santiago de Cuba, la comunidad de especialista muestra preocupación por el comportamiento sismorresistente de las edificaciones construidas con este sistema. Ellas evidencian [3] daños patológicos como humedad, fisuras o grietas, suciedades, organismos, deformaciones, corrosión de armadura y mecanismos de desintegración. También exhiben, aberturas de paneles, adición de muros divisorios, de tanques de agua y/o cisternas en entrepisos e igualmente tanques de agua adosados a las fachadas, entre otros.

De modo, que en la presente investigación se tiene como objetivo la evaluación del deterioro de los componentes estructurales de estas edificaciones construidas con el Gran Panel Soviético, como uno de los aspectos causantes de daños sísmicos potenciales. Se emplean para esto, tres procedimientos, dos de ellos muy difundidos en Cuba para evaluar el estado técnico-constructivo de las edificaciones [4-5]. El otro es un nuevo enfoque para evaluar daños patológicos en estructuras de grandes paneles prefabricados [6].

Los procedimientos se aplican a dos edificios, el U-142-143 y el E-16-18, enclavados en el Distrito José Martí, municipio Santiago de Cuba. Ver figura 1. En la pesquisa que se realizó por [3] se detectó que el edificio U-142-143, es crítico por los daños patológicos que muestra. Igualmente se identificó al edificio E-16-18, como un edificio con buenas condiciones técnicas-constructivas. En investigaciones posteriores [7], concluyen que, en el edificio U-142-143, los valores de los períodos fundamentales medidos a través de las vibraciones ambientales (T_{VA}), se corresponden con períodos en el rango de los esperados ante la acción sísmica de diseño, no así en el E-16-18. En [8] por vía analítica, corroboran los resultados anteriores.





E-16-18

U-142-143

Figura 1. Edificios construidos con el sistema prefabricado Gran Panel Soviético

Sin embargo, en los resultados obtenidos de la evaluación del deterioro de los componentes estructurales con los procedimientos [4-5], no se evidencia una correspondencia entre esas evaluaciones y los pronósticos del comportamiento sísmico. Las causas fundamentales de estas inconsistencias son que dichos procedimientos no son específicos para estructuras de hormigón armado, ni enclavadas en zonas de peligro sísmico. Además, éstos se elaboraron sobre la base de una puntuación ponderada de un diagnóstico integral y si se usan para evaluar sólo los componentes estructurales, evidentemente es confuso precisar el estado técnico constructivo.

Con el nuevo enfoque para evaluar daños patológicos en estructuras de grandes paneles prefabricados de [6], si se obtiene una correspondencia entre los pronósticos del comportamiento sísmico de ambos edificios y la evaluación del deterioro. En dicho procedimiento, se tienen en cuenta factores de ponderación no solo de acuerdo a la importancia del elemento estructural y el por ciento de área afectada, sino también en dependencia del tipo de daño patológico, su repercusión e incidencia en la respuesta estructural ante un sismo. También es un procedimiento específico para estructuras de hormigón armado, comprendiendo los daños patológicos y niveles de afectaciones característicos de este material.

2. Materiales y métodos

Se seleccionan dos edificios (U-142-143 y E-16-18) construidos con el sistema prefabricado Gran Panel Soviético, emplazados en el Distrito José Martí de la ciudad de Santiago de Cuba. Esta selección fue intencional, valorándose el diagnóstico de [3] y los pronósticos en el comportamiento sísmico, de acuerdo a los valores de los períodos fundamentales obtenidos a través de las vibraciones ambientales (T_{VA}) de la investigación de [7]. En el edificio E-16-18 con buen estado técnico constructivo, se aprecia que los mayores valores de T_{VA} , no están en el rango del período agrietado de lo que se infiere un adecuado comportamiento sísmico. Sin embargo, para el edificio U-142-143, los valores de T_{VA} están incluidos en el rango del periodo agrietado, correspondiéndose con el período del sistema elastoplástico sin haber ocurrido un sismo. Siendo evidente que existe actualmente un deterioro de la rigidez en este edificio antes de la ocurrencia de un sismo, a causa fundamentalmente de los daños patológicos presentes en los elementos estructurales y juntas entre ellos.

Para evaluar el deterioro en los componentes estructurales de estos edificios se emplearon primero, dos procedimientos muy difundidos en Cuba [4-5]. Luego se aplica un nuevo enfoque para evaluar daños patológicos en estructuras de grandes paneles prefabricados [6]. Se parte en todos los casos, del levantamiento de los daños patológicos en todos los componentes estructurales.

En la aplicación del Procedimiento [4], la puntuación ponderada se determina de acuerdo a las afectaciones y los por cientos de afectación de los componentes estructurales. Por ejemplo, en el caso de las cubiertas o entrepisos, los estados técnicos son:

- * Bueno
- a) Afectaciones
- Grietas del recubrimiento hasta de 1 cm.
- Pandeos o flechas menores de 1 cm que no han provocado grietas.
- Abofamientos pequeños del recubrimiento.
- Madera ligeramente afectada por el intemperismo o por la humedad.
- Corrosión superficial de elementos de acero.
- Elementos de asbesto cemento, cerámicos y otros ligeramente afectados.
- Otras afectaciones ligeras.
- b) Puntuación

0-4 % de superficie afectada: 180 puntos 5-10 % de superficie afectada: 150 puntos 11-15 % de superficie afectada: 120 puntos 16- 20 % de superficie afectada: 90 puntos

- Regular
- a) Afectaciones
- Afectaciones señaladas para el estado técnico bueno
- Grietas del recubrimiento hasta de 2 mm.
- Pandeos o flechas hasta de 3 cm que no han provocado grietas.
- Cabillas sin recubrimientos.
- Elementos de asbesto cemento, cerámicos y otros fisurados o porosos.
- Corrosión ligera, pero con escamas.
- Madera carcomida levemente.

- Otras afectaciones menos graves que no provocan derrumbes.
- b) Puntuación.
- 21-25 % de superficie afectada: 89 puntos
- 26-30 % de superficie afectada: 79 puntos
- 31-35 % de superficie afectada: 69 puntos
- 36-40 % de superficie afectada: 60 puntos
- * Malo.
- a) Afectaciones.
- Afectaciones señaladas en los estados técnicos bueno y regular
- Grietas mayores de 2 mm que atraviesan los elementos estructurales.
- Pandeos o flechas hasta de 3 cm que han provocado grietas.
- Elementos con oquedades provocadas por el intemperismo.
- Corrosión que llega partir o atravesar los elementos de acero.
- Madera carcomida, podrida o rota considerablemente.
- Elementos de asbesto cemento, cerámicos y otros agrietados o deteriorados considerablemente.
- Otras afectaciones graves que pueden provocar el colapso de estos elementos.
- b) Puntuación.
- 41-50 % de superficie afectada: 59 puntos
- 51-60 % de superficie afectada: 40 puntos
- 61-70 % de superficie afectada: 20 puntos

Más de 70 % de superficie afectada:0 puntos

Para obtener la puntuación ponderada al emplear el Procedimiento [5] se definen la extensión del daño de acuerdo a la zona afectada de los componentes estructurales y los niveles de daños como:

- *Nivel I: elemento que requiere reparaciones importantes (que afectan a más del 60% de su extensión) o su total sustitución.
- *Nivel II: corresponde a reparaciones importantes, de hasta 60% en la extensión del elemento.
- *Nivel III: en general se asignará a operaciones de limpieza intensa, mantenimiento generalizado o reparaciones ligeras y puntuales
- *Nivel IV: elemento en buen estado que no precisa actuación alguna. Se ha de recordar que el análisis se efectúa sobre edificios o viviendas de más de 10 años, que pueden presentar solo pequeñas alteraciones resolubles con apenas una ligera limpieza puntual a la que no hace falta considerar como desperfectos.

En la aplicación del nuevo enfoque para evaluar daños patológicos en estructuras de grandes paneles prefabricados de [6], la puntuación ponderada en dependencia de la clasificación del daño patológico que presentan los componentes estructurales, se detallan en la tabla 1. En [6] al igual que en [9], se pormenorizan las indicaciones generales para la evaluación del daño patológico; mostrándose una categorización de los daños patológicos de acuerdo a su repercusión en los Estados Límites de Servicio (ELS) y los Estados Límites Últimos (ELU), así como los niveles de afectación estructural que pueden mostrar.

Tabla 1. Puntuaciones asignadas por elemento o junta según [6]

Estructuración de gra	Clasificación del daño patológico por elemento o junta			
Componente estructural	Coeficiente de ponderación	erad		Severo
		Puntuaciones asignadas		
Paneles y zócalos	20 %	7	14	20
Losas de entrepiso* y/o cubierta	17 %	6	11	17
Juntas horizontales	23 %	8	15	23
Juntas verticales	23 %	8	15	23
Cimentación	17 %	6	11	17
Puntuación máxima por clasificación		35	66	100

En las tablas 2-3 se muestran las clasificaciones del estado técnico de acuerdo a las puntuaciones obtenidas al aplicarse los Procedimientos [4-5], respectivamente. Estas clasificaciones se toman equivalentes al estado de deterioro. En la tabla 4, se indica las evaluaciones del daño patológico según [6].

Tabla 2. Clasificación del estado técnico constructivo según [4]

Puntuación	Estado técnico
600-467	Optimo
466-400	Muy Bueno
399-300	Bueno
299-200	Regular
199-100	Malo
99-0	Inhabitable

Tabla 3. Clasificación del estado técnico constructivo según [5]

Puntuación	Estado técnico
100-81	Muy bueno
80-61	Bueno
60-41	Regular
40-21	Mal
20-0	Inservible

Tabla 4. Evaluación del daño patológico según [6]

Estructuración de grandes paneles					
Evaluación del daño patológico en elementos estructurales:	Puntuación obtenida				
Leve	≤ 19				
Moderado	20 - 36				
Severo	> 36				
Evaluación del daño patológico en juntas estructurales:	Puntuación obtenida				
Leve	≤ 16				
Moderado	17 - 30				
Severo	> 30				
Evaluación del daño patológico en la edificación:	Puntuación obtenida				
Leve	≤ 35				
Moderado	36 - 66				
Severo	> 66				

3. Resultados y discusión

En la figura 2, se muestran evidencias de los daños patológicos en losas y paneles, que conforman los edificios E-16-18 y U-142-143.





Mecanismos de desintegración del hormigón y/o corrosión de armadura en el Edificio U-142-143





Mecanismos de desintegración del hormigón y/o corrosión de armadura en el Edificio E-16-18

Figura 2. Daños patológicos en losas y paneles

En las tablas 5 y 6, se presentan los resultados de la aplicación de los Procedimientos [4-5], a los edificios U-142-143 y E-16-18, respectivamente.

Tabla 5. Aplicación del Procedimiento según [4]

Edificio U-142-143						
Elementos	Estado Técnico	Estado Técnico % Superficie afectada Puntuació				
Paneles , Zócalos y	Regular	31.06	69			
Juntas horizontales y						
verticales						
Losas	Malo	26.24	59			
Puntuación Total			128			
Estado Técnico de la			Malo			
edificación						
Edificio E-16-18						
Paneles , Zócalos y	Regular	39.89	60			
Juntas horizontales y						
verticales						
Losas	Regular	14.85	89			
Puntuación Total			149			
Estado Técnico de la			Malo			
edificación						

En la tabla 7 se muestran los resultados de la aplicación del procedimiento [6], al edificio U-142-143. En el caso de la tabla 8, se presenta la aplicación del procedimiento [6] al edificio E-16-18. En estas tablas se destacan celdas en azul, que contienen la cantidad de superficie afectada o longitud afectada, el % de superficie afectada o longitud afectada y el nivel de afectación, del daño patológico representativo por elemento o junta estructural.

Tabla 6. Aplicación del Procedimiento según [5]

	Edifici	o U-142-143	
Elementos	Niveles de daño	% Estimado de daños	Puntuación
Paneles ,Zócalos y Juntas verticales	II	20.25	6
Losas y Juntas horizontales	II	37.05	10
Cimentación	IV	-	17
Puntuación Total			33
Estado Técnico de la edificación			Mal
1	Edit	icio E-16-18	
Paneles, Zócalos y Juntas verticales	III	28.31	10
Losas y Juntas horizontales	III	26.43	19
Cimentación	IV	-	17
Puntuación Total			46
Estado Técnico de la edificación			Regular

En la tabla 7 se muestran los resultados de la aplicación del procedimiento [6], al edificio U-142-143. En el caso de la tabla 8, se presenta la aplicación del procedimiento [6] al edificio E-16-18. En estas tablas se destacan celdas en azul, que contienen la cantidad de superficie afectada o longitud afectada, el % de superficie afectada o longitud afectada y el nivel de afectación, del daño patológico representativo por elemento o junta estructural.

Tabla 7. Aplicación del Procedimiento [6] al edificio U-142-143

				U-142-143	920		
			Elemento es		Losa		
Daño patológico	Superficie total (m²)	afectada (m²)	% superficie afectada (m²)	Nivel de afectación	Daño representativo	Clasificación del daño representativo por elemento	Puntuación asignada
Humedad	1697,28	15,36 34,50	0,90 2,04	I II	Mecanismos de desintegración y/o corrosión	Severo	17
Suciedades y organismos		25,00	1,47	I II	de armadura		
Fisuras		19,21 25,00	1,13 1,47	III I			
Deformaciones		-	3	III I			
Mecanismos de		15,36	0,90	III I			
desintegración y/o corrosión de armadura		445,44	26,24	III			
			estructural:	Pa	anel y zócalo		
Daño patológico		Superficie afectada(m²)	% superficie afectada(m²)	Nivel de afectación	Daño representativo	Clasificación del daño representativo por elemento	Puntuación asignada
Humedad	2122,88	101,06 90,00	4,76 4,24	I II III	Mecanismos de desintegración y/o corrosión	Severo	20
Suciedades y organismos		74,71	3,52	I II	de armadura*		- Control
Fisuras		16,75 86,40	0,78 4,06	l II			
Deformaciones.		-		III I			
Mecanismos de desintegración	3	15,25 99,84	0,73 4,70	III I			
y/o corrosión de armadura		397.44	18.72	III			
Daños patoló	igicos obse	rvados en la	ento estructural: superestructura entación		Cimentación problemas de		
Manchas de humedad puntuales	Manchas de humedad generaliza das	grietas verticales en los paneles y/o en las juntas verticales	asentamientos puntuales		Desplome y Penetración de agua.		
No	No	No	No	No	No	Clasificación del daño en la cimentación	Puntuación asignada
						- al en elementos turales	0 37
					Evaluación	del daño en estructurales	Severo
			tructural:	Horizo			
Daño patológico	total (m)	Longitud afectada (m)		Nivel de afectación	Daño representativo	Clasificación del daño representativo por junta	Puntuación asignada
Humedad	1209,6	57,60 17,60	4,76 1,45 -	I II	Mecanismos de desintegración y/o corrosión	Moderado	15
Suciedades y organismos		- 155,80 -	- 12,58 -	I II	de armadura		
Fisuras		30,40	2,51 - -	I II			
Deformaciones.	2	-	-	1 11			
Mecanismos de desintegración		48,00	3.96	III I			
y/o corrosión de armadura		130,75	10,81	III			

			Junta estructura	al:	Vertical		
Daño patológico	Longitud	Longitud	% longitud	Nivel de	Daño	Clasificación	Puntuación
54.00	total (m)	afectada(m)	afectada(m)	afectación	representativo	del daño	asignada
						representativo	
						por junta	200
Humedad	529,10	5,40	1,02	I	Mecanismos de	Moderado	15
		-		II	desintegración		
		-	-	III	y/o corrosión		
Suciedades y		-	7=1	1	de armadura		
organismos		90,00	17,01	II			
		-	1=1	III			
Fisuras		-		1			
		30,00	5,67	II			
		-		Ш			
Deformaciones.		-	-	I			
		-	-	II			
		-	-	Ш			
Mecanismos de		2,70		1			
desintegración		-		II			
y/o corrosión de		8,10	1,53	Ш			
armadura							
						otal en juntas	30
					estruc		
						daño patológico	Moderado
						structurales	
						la edificación	67
						daño patológico	Severo
					en la ed		

^{*}Los paneles exteriores transversales tienen daños patológicos con niveles de afectación III, por eso se toma una condición superior, siendo la clasificación del daño patológicos en los paneles de severo.

Tabla 8. Aplicación del Procedimiento [6] al edificio E-16-18

			Edificio	E-16-18			
		Eleme	ento estructural:	2 10 10	Losa		
Daño patológico	Superficie total (m²)	Superficie afectada(m²)	% superficie afectada(m²)	Nivel de afectación	Daño representativo	Clasificación del daño representativo por elemento	Puntuación asignada
Humedad	1414,40	200,00 122,90	14,14 8,69 -	I II	Mecanismos de desintegración y/o corrosión	Leve	6
Suciedades y organismos		35,00	2,47	I II	de armadura		
Fisuras		50,00 15,00	3,53 1,06	I II			
Deformaciones.		-	-	I II			
Mecanismos de desintegración y/o corrosión de armadura		210,12	- 14,85 	I II			
de armadura		Elemento estr	uctural: Panel	y zócalo			
Daño patológico	Superficie total (m²)	Superficie afectada(m²)	% superficie afectada(m²)	Nivel de afectación	Daño representativo	Clasificación del daño representativo por elemento	Puntuación asignada
Humedad	1660,55	90,50 33,00	5,45 1,98 -	I II	Mecanismos de desintegración	Leve	7
Suciedades y organismos		- 58,50	3,52	I II	y/o corrosión de armadura		
Fisuras		60,50	3,64	I II			
Deformaciones.		-	-	I II			
Mecanismos de desintegración y/o corrosión		141,10 166,60	8,50 10,03 -	I II			
de armadura				90000			

			Flemer	nto estructura	al:	Cimentación	
Daños patol	ógicos obse	ervados en la s	superestructura			Omentación	
			entación				
Manchas de	Manchas	grietas	asentamientos	grietas	Desplome y		
humedad	de	verticales en	puntuales		Penetración de		
puntuales	humedad generaliza	los paneles y/o en las		en los paneles	agua.		
	das	juntas		parieles			
	uas	verticales					
No	No	No	No	No	No	Clasificación	Puntuación
						del daño en la	asignada
						cimentación	- C
						-	0
						al en elementos	13
						turales	
						del daño en	Leve
			lunto cotructo	ural:		estructurales	
Daño	Longitud	Longitud	Junta estructo % longitud	Nivel de	Horizontal Daño	Clasificación	Puntuación
patológico	total (m)	afectada (m)	afectada(m)	afectación	representativo	del daño	asignada
patologico	total (III)	alectada (III)	alectada(III)	alectación	representativo	representativo	asignada
						por junta	
Humedad	1008,00	76,80	7,61	I	Mecanismos de		
	3-21-3-2-3-3-4-3-3-4	102,4	10,16	II	desintegración	2.50.70.000	8
		=		III	y/o corrosión		
Suciedades y		153,60	15,23	I	de armadura		
organismos		100,25	9,94	II			
			-	III			
Fisuras		153,60	15,23	l l			
		-	-	II.			
Defermeniance		-	-	III			
Deformaciones		-	-	I II	-		
		-	-	III			
Mecanismos de		48.00	4,76	i i	1		
desintegración		116,80	11,58	ii			
y/o corrosión		110,00	11,00				
de armadura							
			Junta	estructural:	Vei	rtical	
Daño	Longitud	Longitud	% longitud	Nivel de	Daño	Clasificación	Puntuación
patológico	total (m)	afectada(m)	afectada(m)	afectación	representativo	del daño	asignada
71 AVS	VVV	W 423	2007 2007		···	representativo	977-92 L
						por junta	
Humedad	399,2	10,80	2,70	1	Fisuras	Leve	8
			-	- 11			
Cusisdedes		-	-	III			
Suciedades y organismos			17,53	l II			
organismos		70,00	-	III			
Fisuras		_	-	1			
risulus		73,00	18,28	il			
		-	-	III			
		-	-	1			
Deformaciones	1	_	_	İ			
Deformaciones				III			
Deformaciones		-	(-)				
Mecanismos de		- 5,40	1,35	1			
Mecanismos de desintegración		5,40	1,35 1,35				
Mecanismos de desintegración y/o corrosión				1			
Mecanismos de desintegración		5,40	1,35		D		40
Mecanismos de desintegración y/o corrosión		5,40	1,35		Puntuación to		16
Mecanismos de desintegración y/o corrosión		5,40	1,35		estruct	turales	10000
Mecanismos de desintegración y/o corrosión		5,40	1,35		estruct Evaluación del d	turales daño patológico	16 Leve
Mecanismos de desintegración y/o corrosión		5,40	1,35		estruct Evaluación del d en juntas es	turales daño patológico structurales	Leve
Mecanismos de desintegración y/o corrosión		5,40	1,35		estruct Evaluación del d	turales daño patológico structurales n la edificación	Leve 29

Al valorarse los resultados de la evaluación del deterioro o de los daños patológicos, de los componentes estructurales de los edificios, aplicando los tres procedimientos [4-6] que se resume en la tabla 9, se aprecia que, no existe una correspondencia entre esas evaluaciones y los pronósticos de su comportamiento sísmico. Específicamente, se encuentran discordancias en los resultados de esos procedimientos aplicados en el edificio E-16-18.

Tabla 9. Resultados de la aplicación de los procedimientos

Edificio	Evaluaci	Evaluación de los daños patológicos		
	Procedimiento [4]	Procedimiento [5]	Procedimiento [6]	
E-16-18	Malo	Regular	Leve	
U-142-143	Malo	Mal	Severo	

Las causas de estas discrepancias se abordan en [6] y [10]. Estas radican, en que estos procedimientos:

- Son aplicables para valorar por medio de una puntuación ponderada el estado técnico tanto de los componentes estructurales como no estructurales; es decir sobre la base de una puntuación ponderada del diagnóstico integral. Si se usan para evaluar sólo los componentes estructurales, es confuso precisar el estado técnico constructivo.
- No son específicas para estructuras enclavadas en zonas de peligro sísmico. Lo que influye en que los factores de ponderación no están en correspondencia con la incidencia de los componentes estructurales en la respuesta ante un sismo.
- Son de aplicación general para cualquier tipo de material de construcción, no específicas para estructuras de hormigón armado. Lo que repercute en que contengan descripciones muy generales de los daños patológicos.

En otras investigaciones, también se han tratado las limitaciones en la evaluación constructiva de las edificaciones. En [11] argumentan que se destacan en la literatura varias metodologías dirigidas fundamentalmente a edificios patrimoniales de gran valor histórico, siendo muy específicas para determinados materiales o elementos.

Sin embargo, en el nuevo enfoque para evaluar daños patológicos en estructuras de grandes paneles prefabricados de [6], se tienen en cuenta factores de ponderación no solo de acuerdo a la importancia del elemento estructural y el por ciento de área afectada, sino también en dependencia del tipo de daño patológico, su repercusión e incidencia en la respuesta estructural ante un sismo. También es un procedimiento específico para estructuras de hormigón armado, comprendiendo los daños patológicos y niveles de afectaciones característicos de este material. Por eso, los resultados que se obtienen sí están en correspondencias con los pronósticos en el comportamiento sísmico de ambos edificios. Se considera que es evidente que los daños patológicos en el edificio E-16-18 son leves y el U-142-143 severos.

4. Conclusiones

En esta investigación se evalúa el deterioro de los componentes estructurales de dos edificios construidos con el sistema prefabricado Gran Panel Soviético, emplazados en la ciudad de Santiago de Cuba. En los resultados obtenidos con la aplicación de dos de los procedimientos utilizados, no se evidencia una correspondencia entre esas evaluaciones y los pronósticos del comportamiento sísmico. Las causas fundamentales de estas inconsistencias son que dichos procedimientos no son específicos para estructuras de hormigón armado, ni enclavadas en zonas de peligro sísmico. Además, éstos se elaboraron sobre la base de una puntuación ponderada de un diagnóstico integral y si se usan para evaluar sólo los componentes estructurales, evidentemente es confuso precisar el estado de deterioro.

Se obtienen resultados, en correspondencia con los pronósticos en el comportamiento sísmico de ambos edificios, cuando se emplea un nuevo procedimiento, específico para estructuras de hormigón armado, que comprende los daños patológicos y niveles de afectaciones característicos de este material. Además, este nuevo procedimiento, tiene en cuenta factores de ponderación no solo de acuerdo a la importancia del elemento estructural y el por ciento de área afectada, sino también en dependencia del tipo de daño patológico, su repercusión e incidencia en la respuesta estructural ante un sismo. En el edificio E-16-18 la evaluación del daño patológico es leve y en el edificio U-142-143 es severo.

5. Agradecimientos

Se les agradece a los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Oriente, que participaron en la realización del diagnóstico a la muestra de 200 edificaciones construidas con el Gran Panel Soviético en la ciudad de Santiago de Cuba.

Referencias Bibliográficas

- M. Lawner. "La KPD conquista León de Plata en la Bienal de Venecia," [Online], Jun 19 2014 Available: www.elclarin.cl/.../12028-la-kpd-conquistaleon-de-plata-en-la-bienal-de-venecia.html (last accessed: 23Nov 2020).
- 2. N. Salinas, "KPD en imágenes: antes y después de 1973", in Monolith controversies. Alemania: Hatje Cantz Verlag, 2014, pp.105-111.
- 3- Y.C. Socarrás y E. Álvarez, "Factores causantes de daños potenciales en el Gran Panel Soviético," presentado en "VI Jornada Internacional de Ingeniería Civil," Holguín, Cuba, 2019.
- 4- Instituto Nacional de la Vivienda, "Procedimiento para determinar el estado técnico de la vivienda," La Habana, Cuba,1991.
- 5- P. Tejera y O. Álvarez, Conservación de Edificaciones. Cuba: Editorial Universitaria Félix Varela, 2013.
- 6- Y.C. Socarrás, "Nuevo enfoque para evaluar daños patológicos en estructuras de grandes paneles prefabricados. Gran Panel Soviético", presentado en "III Convención Científica Internacional UCLV", Santa Clara, Cuba, 2021.
- 7- Y.C. Socarrás-Cordoví, E. Álvarez-Deulofeu and F. Lora-Alonso, "Forecasts on the

- seismic behavior of buildings constructed with the Great Soviet Panel", DYNA, 88(216), pp. 145-151,2021a
- 8- Y.C. Socarrás-Cordoví, E. Álvarez-Deulofeu and F. Lora-Alonso, "Changes in the fundamental periods of buildings constructed with the Great Soviet Panel", ESTOA, 19(10), pp.139-147. e ISSN:1390-9274 DOI: 10.18537/est. v010. n019.a12, 2021b.
- 9- Y.C. Socarrás, "Procedimiento para la evaluación de daños sísmicos potenciales en el sistema prefabricado Gran Panel Soviético," Tesis de Dr., Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones, Universidad de Oriente, Cuba, 2020. Disponible en: https://www.researchgate.net/profile/Yamil a-Socarras-Cordovi. DOI: 10.13140/RG.2.2.10800.28160
- 10- Y.C. Socarrás y E. Álvarez, "Limitaciones de los estudios de vulnerabilidad sísmica a edificaciones de hormigón en Santiago de Cuba", Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol. 3, pp.1-15, 2021.
- 11- L. Pérez y M. LLanes, "Propuesta de metodología para la evaluación constructiva de edificios", Revista Ciencia y Construcción, 2(3), pp.52-63,2021.

Impacto Ambiental Del Sistema SERMAP – PRFV Y Su Comparación Con Otros Sistemas De Viviendas

Environmental Impact Of SERMAP – PRFV System And Its Comparison With Other House Systems

Autores

Gabriel Martínez Licea¹, Hugo Rafael Wainshtok Rivas², Isel del Carmen Díaz Pérez³, Sergio Alfredo Marrero Osorio⁴

- ¹ Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE), Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, email: gamarlic2709@gmail.com
- ² 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
- ³ Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE), Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, email: iseldiaz77@gmail.com.
- ⁴ Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE), Calle 114 % Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, email: smarrero@mecanica.cujae.edu.cu

RESUMEN

Con la premisa humana de contribuir al desarrollo sociedad, sostenible de la ingenieros investigadores trabajan en la búsqueda de alternativas ecológicas para la construcción de viviendas. El sistema de edificios residenciales de mortero armado prefabricado con barras de polímero reforzado con fibras de vidrio (SERMAP - PRFV) se basa en el uso de elementos ligeros de forma canal como solución de cimentación, pared, viga de cerramento, entrepiso y cubierta. El pequeño espesor de los elementos (25 - 35mm) conlleva a un ahorro de cemento que pudiera llegar a ser de hasta un 45% del que se necesitaría para construir con el sistema convencional bloques y losa de hormigón armado con acero, y por su poco peso no se hace necesario el uso de costosos equipos de izaje. Mediante la aplicación de un análisis de ciclo de vida (ACV) se demuestra que, para el ambiente agresivo de las zonas cercanas a las costas cubanas, el sistema SERMAP - PRFV genera menor impacto ambiental que el sistema tradicional y los sistemas prefabricados Sandino, y Viguetas y bovedillas.

Palabras claves: Análisis del ciclo de vida, sistema SERMAP - PRFV, impacto ambiental, sostenibilidad

ABSTRACT

With the human premise of contributing to the sustainable development of society, engineers and researchers work looking for ecological alternatives for the housing construction. The SERMAP - PRFV system is based on the use of precast lightweight panels for foundations, walls, beams and slabs solutions. The small thickness of the elements leads to an economy of cement that could be up to 45% of what would be needed to build with conventional concrete block wall and reinforced concrete slab system, and in consequence to its low weight it is not necessary the use of expensive lifting equipment. With the application of a Life Cycle Assessment (LCA), it is shown that, for the aggressive environment of the areas near the Cuban coasts, the SERMAP - PRFV system environmental impact generate conventional system, Sandino and small beams and lightweight bricks prefabricated systems.

Keywords: Life cycle assessment, SERMAP – PRFV system, environmental impact, sustainability

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2022 Aceptado: Marzo 2022

1. Introducción

La corrosión del acero de refuerzo en el hormigón armado es la principal causa del deterioro de las estructuras construidas con este material. El mayor impacto se genera en las zonas cercanas a las costas debido a la agresividad del ambiente marino. Este fenómeno ocurre por la deposición de iones de cloruro en el hormigón, lo cual provoca que se afecte la capa pasivante del acero y en consecuencia se inicie la corrosión.

Son variados los métodos investigados para mitigar la corrosión de las barras de acero. El uso de inhibidores de corrosión, resinas protectoras aplicadas al hormigón, propuestas de diseño de mezcla de hormigón menos poroso, incremento del recubrimiento neto de las barras, entre otros, han probado ser métodos efectivos para retardar la corrosión; sin embargo, no se logra eliminar del todo. Otra práctica disponible es el empleo de barras de acero inoxidable, con las que sí se logra eliminar, pero su costo es muy superior al del acero ordinario [1, 2].

El desarrollo de las barras de polímero reforzado con fibras (PRF) en los últimos años y su uso validado como refuerzo del hormigón, permitió contar con una nueva alternativa para enfrentar y eliminar el fenómeno de la corrosión en las estructuras, ya que se trata de un material inoxidable [3-8]. Los PRF son materiales compuestos por fibras embebidas en una matriz de resina epóxica, de poliéster o de vinyl, cuya principal ventaja con respecto a las barras de acero es su durabilidad [9-12]. Las fibras de vidrio son las más empleadas por poseer la mejor relación resistencia/costo.

La sostenibilidad de un producto puede medirse según el gasto económico y el impacto medioambiental que provoca desde el principio hasta el final de su vida útil. El precio de las barras de polímero reforzado con fibras de vidrio (PRFV) es superior al del acero ordinario en la actualidad [2, 13]; sin embargo, se ha demostrado en investigaciones realizadas que el PRFV puede resultar ser más económico en un análisis de costos del ciclo de vida (ACCV), debido en lo fundamental a los gastos por reparaciones y reconstrucción de los elementos de hormigón armado con acero [2, 14]. El impacto medioambiental puede ser evaluado al aplicar un análisis del ciclo de vida (ACV), herramienta que ha sido utilizada anteriormente para demostrar las ventajas ecológicas de los elementos de hormigón armado con PRFV con respecto a su homólogo con barras de acero [15-17]. Así mismo, debe tenerse en cuenta que la industria de la construcción es responsable por la emisión de cerca del 7% del dióxido de carbono del mundo debido a la alta demanda de la producción del hormigón, de ahí la necesidad de reducir el consumo de este material [18]. Con el uso de los PRFV es posible conformar elementos de mortero armado de pequeño espesor (25 – 35mm), debido a su excelente durabilidad, lo cual implica una reducción notable del consumo de hormigón [12].

En Cuba el fenómeno de la corrosión tiene especial importancia debido a su condición de archipiélago, sus características meteorológicas y su posición geográfica [19]. Por ello, en los últimos años ha cobrado fuerza la idea de crear las condiciones necesarias para producir barras de PRFV en el país, respaldado además por la experiencia adquirida en la construcción de estructuras empleando este material. Como respuesta a la situación actual, se desarrolla el sistema de edificios residenciales de mortero armado prefabricado con barras de polímero reforzado con fibras de vidrio (SERMAP - PRFV) por un equipo de ingenieros e investigadores del Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT), de la Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE). Este está conformado por paneles ligeros prefabricados de sección transversal canal de pequeño espesor, que son utilizados como solución de cimentación, pared, viga de cerramento, entrepiso y cubierta.

El objetivo de este trabajo es cuantificar el impacto ambiental que generaría una construcción con el sistema SERMAP en una zona de muy alta agresividad, y compararlo, en este aspecto, con el sistema convencional muros de bloques y losa de hormigón armado con acero, con el sistema prefabricado de entrepisos y cubierta con viguetas y bovedillas, y con la solución constructiva prefabricada Sandino, ya que son las variantes más empleadas en Cuba para construir viviendas. Para ello se realiza el Análisis del Ciclo de Vida (ACV) de un proyecto de vivienda unifamiliar que se solucionará con los sistemas mencionados

2. Desarrollo

2.1. Sistema SERMAP-PRFV

El sistema SERMAP – PRFV es un sistema en desarrollo, totalmente prefabricado, compuesto por elementos que se caracterizan por su sección transversal canal de dimensiones reducidas (Figura 1) que se destacan por su ligereza en comparación con los elementos de hormigón armado debido a su pequeño espesor, entre 25 y 35mm.



a) Armadura de refuerzo de PRFV. b) Elementos de entrepiso o cubierta. **Figura 1.** Elementos principales del sistema SERMAP.

Los paneles de pared, entrepiso y cubierta pueden ser conformados por una máquina vibro – compactadora (Figura 2) cuya productividad es aproximadamente de un metro de panel por minuto. Además de la semi-mecanización de la producción y la facilidad de su operación, la máquina moldea los elementos de tal forma que, al rellenar las juntas entre los paneles de entrepiso y cubierta, se produce el efecto conocido como llave de cortante para transmitir los esfuerzos a los laterales de la estructura, y con ello mejorar el trabajo del conjunto [20]. Otra de las ventajas es que la misma máquina puede conformar los moldes donde posteriormente se producen los paneles estructurales, con solo un cambio de aditamento.



Figura 2. Hormigonado del elemento con máquina vibro compactadora

De su antecesor, el sistema de edificios residenciales de ferrocemento (SERF) (Figuras 3 y 4), se obtuvo como experiencia la posibilidad de construir una vivienda en un tiempo reducido con un mínimo de personal calificado. Las dimensiones de la sección transversal de los elementos del sistema SERF son similares a los del sistema SERMAP – PRFV. Entre las ventajas constructivas del sistema SERMAP - PRFV se mencionan: la rapidez y comodidad con que se prepara la armadura de PRFV, debido al menor peso específico del material, y la posibilidad de prescindir de equipos de izaje de alto costo en el montaje de los elementos debido a su relativo poco peso, al igual que en el sistema SERF.





a) Losa de entrepiso o cubierta. b) Paneles verticales para paredes. **Figura 3.** Montaje de los elementos estructurales del sistema SERF.



Figura 4. Vivienda unifamiliar con el sistema SERF.

2.2. Materiales y métodos

La base para la comparación del impacto ambiental generado por los sistemas mencionados anteriormente, es un proyecto de vivienda típica unifamiliar rectangular: $6,50m \times 5,55m$, de área $36m^2$, puntal 2,5m y cubierta plana, que será construida en una zona de muy alta agresividad según la Norma Cubana NC-207 [21]. Su planta arquitectónica se muestra en la figura 5.

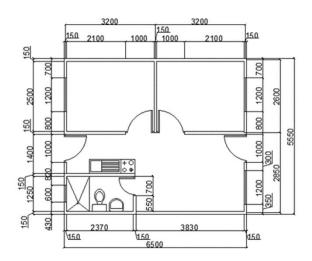
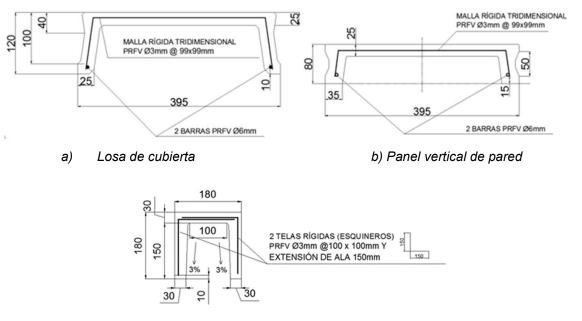


Figura 5. Planta arquitectónica de la vivienda unifamiliar

Solución estructural con sistema SERMAP - PRFV.

Los elementos componentes del sistema SERMAP – PRFV requeridos son: las losas de cubierta, viga canal para cerramento y cimentación corrida, y los paneles verticales de pared. El mortero diseñado para conformar los elementos tiene una dosificación en peso de 1:3 y una relación agua/cemento de 0,45, con lo cual se logra una resistencia característica de 25MPa. Para conformar la armadura se consideraron barras y mallas tridimensionales de PRFV producidas en la fábrica de Yaroslavl, Rusia, cuyas propiedades mecánicas son las siguientes: resistencia última a tracción, 800 MPa; resistencia última a cortante, 150 MPa; módulo de elasticidad, 50 000 MPa y deformación última a tracción de 1,6%.

Los elementos se diseñaron mediante el método gráfico hiporreforzado [22] y las indicaciones de la norma del American Concrete Institute ACI 440-R15 [23], para soportar una carga de uso de $0.80\,^{kN}/_{m^2}$ el peso propio de la estructura y una carga permanente de $0.11\,^{kN}/_{m^2}$ correspondiente a la solución de impermeabilización a través de mantas asfálticas y hormigón celular como conformador de pendiente. En la figura 6 se muestran los resultados del diseño.



c) Viga de cimentación y cerramento **Figura 6.** Armadura de refuerzo de los elementos estructurales.

La armadura de refuerzo de la losa de cubierta y el panel vertical de pared consiste en dos barras rectas de PRFV Ø6mm unidas al extremo inferior de la malla rígida tridimensional con espaciamiento de 100 x 100mm entre sus barras de diámetro 3mm. Para la viga de cimentación y cerramento se usarán dos telas de malla rígidas de PRFV en forma de esquinero con espaciamiento 100 x 100mm entre sus barras de 3mm, y cuya extensión de ala es de 150mm.

Para construir la vivienda con el sistema SERMAP se necesitan 108m de losa de cubierta, 188m de paneles verticales para las paredes y 73m de vigas de cimentación y cerramento. Se consideró que las fibras de vidrio componen aproximadamente el 75% del peso del PRFV, y la resina epóxica los restantes 25%.

Solución estructural con sistema convencional.

La decisión por proyecto es usar bloques de 15cm de ancho para los muros de la vivienda, elaborados con un hormigón de dosificación 1: 6,2: 2,0 y relación agua/cemento 0,35. El hormigón diseñado para los elementos "in situ" es de calidad 30MPa, según las indicaciones de la norma cubana NC-207 [21] para zonas de muy alta agresividad. En correspondencia, la dosificación que se decidió emplear es 1: 1,5: 2,0: 0,40. El recubrimiento neto del refuerzo establecido fue de 40mm [21]. Para el refuerzo se consideraron barras de acero de calidad G40 cuya tensión de fluencia es de 300MPa.

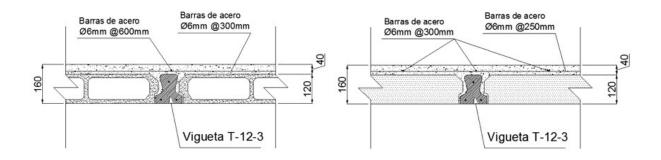
Los elementos de hormigón armado se diseñaron según las indicaciones de la norma cubana NC-207 [21], y con las mismas condiciones de carga asumidas anteriormente para los elementos del sistema SERMAP. Para cumplir el estado límite de fisuración, criterio que controló el diseño, se definió un peralto de losa de 120mm, un refuerzo de barras rectas de acero Ø13mm separadas cada 200mm en la dirección de trabajo del elemento y espaciadas a 330mm en la dirección perpendicular. Para el cerramento, de sección transversal 150 x 300mm, se consideró un refuerzo conformado por cuatro barras de acero Ø13mm, vinculadas a los cercos transversales de diámetro Ø10mm espaciados cada 400mm. El refuerzo considerado para la viga zapata tiene las mismas características que el del cerramento, con la diferencia de que la sección transversal definida es 300 x 300mm.

Solución sistema de cubierta con viguetas y bovedillas.

El sistema de entrepisos y cubierta con viguetas y bovedillas es un sistema semi - prefabricado cuya ventaja principal radica en la facilidad y rapidez de la ejecución, ya que sus elementos pueden ser trasladados y ensamblados de forma manual por su poco peso y no es necesario el uso de encofrado de madera. A su vez, posee una mejor relación hormigón/acero que la losa maciza del sistema convencional. Su proceso constructivo se basa en colocar las semi – viguetas pretensadas en primer lugar, luego apoyar las bovedillas sobre las viguetas y finalmente realizar el completamiento mediante el hormigonado "in situ".

Se analizarán las dos bovedillas más utilizadas: de hormigón simple de 120mm de peralto, de dosificación en peso 1:3, y las bovedillas de poliestireno expandido. A través del Manual de Uso de Viguetas y Bovedillas se realizó el diseño de las semi-viguetas pretensadas. Estas se colocarán con un espaciamiento entre ellas de 600 y 900mm, en correspondencia con el ancho de las bovedillas de hormigón y las bovedillas de poliestireno expandido, respectivamente. Como resultado se obtuvo que serán utilizados 3 alambres de acero de alto límite elástico (ALE) Ø5mm como refuerzo, en ambos casos. La calidad requerida para el hormigón de las semi – viguetas es de 40MPa, por lo que se considera una dosificación en peso de 1: 1.5: 1.5: 0.40.

Para el completamiento "in situ" de la cubierta se empleará un hormigón con las mismas características de la losa maciza diseñada anteriormente. La carpeta adicional tendrá un espesor de 40mm, por lo que el peralto total de la cubierta será de 160mm, y su refuerzo por temperatura consistirá en un mallado de barras de acero de Ø6mm que quedarán espaciadas a 600mm en la dirección de trabajo y a 300mm en la dirección perpendicular al utilizarse las bovedillas de hormigón simple, y al emplearse las bovedillas de poliestireno expandido, a 300mm y 250mm respectivamente (Figura 7).



a) Bovedilla de hormigón simple
 b) Bovedillas de poliestireno expandido
 Figura 7. Esquema del refuerzo del sistema para cubierta con viguetas y bovedillas.



Figura 8. Módulo típico del sistema Sandino. 1) Columnas,2) Paneles, 3) Viga de zapata.

La separación entre las columnas es de un metro en todo caso. Estas son de longitud 2400mm y sección transversal 110 x 110mm. Para una vivienda unifamiliar, su refuerzo está constituido por 4 barras longitudinales de acero Ø10mm y cercos de acero Ø6mm. Se colocarán 3 cercos separados a 150mm en los extremos, y el resto espaciado a 300mm. En el extremo superior se coloca una barra de acero Ø12mm embebida en la columna, con un saliente de 100mm para mejorar el vínculo estructural entre la columna y la viga de cerramento que será hormigonada "in situ" posteriormente. Los paneles de cierre son de espesor 60mm y sección plana de 960 x 490mm. Para las columnas se empleará el mismo hormigón que para la losa maciza, y para los paneles, un hormigón de dosificación 1: 2.0: 2.0: 0.50. La viga de cerramento tendrá las mismas características que la del sistema convencional, así como el refuerzo de la viga zapata, pero esta última con una sección transversal de 250 x 300mm.

Cantidad de materiales.

En la Tabla 1 se resume la cantidad de materiales necesarios para construir la estructura de la vivienda unifamiliar mediante el empleo de las soluciones estructurales anteriores: Sistema SERMAP – PRFV, sistema convencional, vigueta y bovedillas de hormigón simple (VB (H)) y de poliestireno expandido (VB (PE)) y el sistema Sandino

Tabla 1. Resumen de materiales para construir la vivienda unifamiliar.

		Solución de cubierta				Solución de viga zapata, pared y viga de cerramento			
Material	U/M	SERMAP - PRFV	Losa maciza	VB(H)	VB(PE)	SERMAP - PRFV	Convencional	Sandino	
Acero	kg	-	297	91	101	-	421	595	
Fibras de vidrio	kg	22	-	-	-	48	-	-	
Resina epóxica	kg	7	-	-	-	16	-	-	
Cemento	kg	972	2470	2488	1081	2592	3945	4795	
Hormigón	m3	1.62	5.20	4.39	1.96	4.32	9.71	9.38	
Agua fresca	kg	437	988	951	433	1166	1522	2104	
Arena ordinaria	kg	2916	3705	5058	1622	7776	12000	8120	
Árido grueso	kg	ı	4940	2984	2007	-	7220	9590	
Poliestireno expandido	kg	-	-	-	154	-	-	-	

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 1 se confirma que, de forma general, el sistema SERMAP - PRFV consume menor cantidad de materiales que el resto de las soluciones analizadas. El hormigón necesario para construir la cubierta con el sistema SERMAP – PRFV representa aproximadamente el 31% del necesario mediante la vía "in situ". En el caso de los elementos viga zapata, pared y viga de cerramento, el hormigón consumido representa el 44% del necesario para la solución tradicional.

2.3. Análisis del ciclo de vida

El análisis del ciclo de vida (ACV) es una herramienta aprobada por la Organización Internacional de la Estandarización (ISO 14040) [24] para estimar el impacto ambiental de un producto, material o proceso. Se decidió usar en este trabajo el indicador de demanda de energía acumulada (DEA), influencia en el calentamiento global según la metodología del punto medio de Recipe [25] y la herramienta Ecolizer 2.0 [26] para calcular la carga medioambiental. La metodología de aplicación del ACV comprende cuatro pasos fundamentales: definir inicio, flujo y final del ciclo (Figura 9); definir el impacto que genera cada proceso, calcular el impacto total por etapa; y realizar el análisis de los resultados finales.

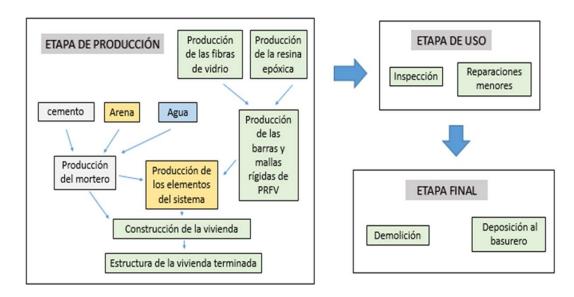


Figura 9. Diagrama del flujo del ciclo de vida de una vivienda construida con el sistema SERMAP - PRFV

La demanda de energía acumulada (DEA) indica la cantidad de energía primaria que consume un proceso determinado. Esta es generada principalmente a través del agotamiento de los combustibles fósiles. La influencia en el calentamiento global se mide a partir de los gases emitidos a la atmósfera. Cada gas tiene un factor de conversión o equivalencia a dióxido de carbono, con el objetivo de unificar la variable y facilitar la comparación. La herramienta Ecolizer 2.0 describe numéricamente la carga medioambiental generada por un proceso o por un material en su ciclo de vida, a través de la variable ecopoints, expresada en milipoints (mPts).

Para calcular la DEA y la emisión de gases que genera el procesamiento de la fibra de vidrio y la resina epóxica, y la producción del refuerzo de PRFV, se adoptaron los datos resumidos en la investigación de J.R. Duflou, Y.Deng, K.V. Acker y W. Dewulf [27]. Se asumió que las barras rectas de PRFV se producen mediante el proceso de pultrusión, ya que este es el más utilizado debido a su alta relación productividad/ costo, y las mallas tridimensionales de PRFV a través del proceso de devanado de filamentos (filament winding). Se asumió que el acero se produce mediante la ruta primaria por caldera caliente y se escogió la media de los valores indicados en la investigación de J. Morfeldt, W. Nijs y S. Silveira [28]. En la producción del cemento se estimó que se emite 0.50kg de CO₂ por cada kg de cemento producido [29] y se consume 3.35 MJ/kg [30]. Para la extracción de los áridos gruesos y finos se consume 0.120 y 0.020 MJ/kg respectivamente [15]. En el mezclado de materiales para la elaboración del hormigón se valoró un consumo de 33 MJ/m3 [31]. La máquina vibro compactadora para conformar los elementos del sistema SERMAP consume 0.03MJ/m. Para la adquisición de los materiales del poliestireno expandido y su elaboración se asumieron los datos de la investigación de K. Biswasa, S. S. Shresthaa, M. S. Bhandarib, y A. O. Desjarlaisa [32]. En la tabla 2 se resumen estos valores.

Tabla 2. Resumen de los valores de cada indicador para cada material o proceso en la etapa de producción y construcción.

Material	DEA	Gases (kgCO2/kg)	Ecopts (mPt/kg)	
Barras de PRFV	124.1 (MJ/kg)		1009	
Mallas rígidas de PRFV	123.7 (MJ/kg)	9	1007	
Acero	25.5 (MJ/kg)	1.6	86	
Cemento	3.35 (MJ/kg)	0.5	49	
Hormigón	33 (MJ/m3)		17659	
Paneles	0.03 (MJ/m)	*	*	
Arena ordinaria	0.02 (MJ/kg)		0.6	
grava o gravilla	0.12 (MJ/kg)			
Poliestireno expandido	100.87 (MJ/kg)	4.18	384	

^{*}Valor nulo o despreciable.

No se consideró en el análisis el impacto de la transportación de los materiales a la planta de producción o a la obra, pero se señala que el sistema SERMAP - PRFV tiene ventaja en este aspecto con respecto a los otros sistemas, debido al menor consumo de materiales. De manera similar ocurre en la etapa de servicio. Es significativa la carga ambiental generada por la producción de los materiales para realizar las reparaciones por problemas de corrosión en el caso de los elementos de hormigón armado con acero, sin embargo, los datos en la literatura son insuficientes para realizar un estimado acorde.

En la etapa final o fin de la vida útil, se consideró que la energía necesaria para la demolición del hormigón es de 0,007MJ/kg [31] y su deposición al vertedero, 0,017MJ/kg [18]. Los cuatro métodos principales para reciclar el PRF son: reciclado mecánico, pirólisis, procesamiento en lecho fluidizado y mediante tratamiento químico [27]. Para este trabajo se asumió que las barras de PRFV se depositarán directamente al vertedero, lo cual consume 0,09 MJ/kg [27]. Lo mismo se asumió para las barras de acero, pero en este caso la energía consumida es despreciable [27]. La deposición al vertedero del poliestireno expandido consume 0.07MJ/kg y emite 0.03kg de CO₂ por cada kg del material.

3. Resultados

Una vez fijado a cada material o proceso el valor correspondiente de los indicadores en cuestión durante el ciclo de vida, se calcularon los valores totales para cada solución estructural (Tabla 3). En la figura 10 se muestran las relaciones porcentuales entre los valores de DEA, gases emitidos y ecopoints obtenidos para cada solución de cubierta. En la figura 11 se establecieron dichas relaciones para las soluciones de viga zapata, pared y viga de cerramento, y en la figura 12 se analizaron posibles variantes de combinaciones entre soluciones para la construcción total de la estructura de la vivienda. Se tomó como referencia 100% al sistema convencional muros de bloques y losa maciza de hormigón armado con acero en todo caso.

Tabla 3. Total de demanda de energía acumulada (DEA), gases emitidos y ecopoints durante el ciclo de vida de la vivienda.

		Solución de cubierta			lución de cubierta Solución de viga zapata, pared y viga de cerramento			
Indicador	U/M	SERMAP - PRFV	Losa maciza	VB(H)	VB(PE)	SERMAP - PRFV	Convencional	Sandino
DEA	MJ	5105	17327	11502	22193	12793	25938	33399
Gases emitidos	kg CO2	590	1710	1389	1351	1523	2646	3350
Ecopoints	mPt	89467	243750	212052	157589	232931	412583	462392

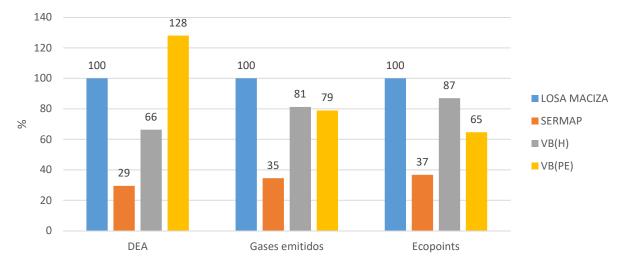


Figura 10. Relación porcentual entre los resultados obtenidos para las soluciones de cubiertas: Losa maciza, losa SERMAP, y viguetas y bovedillas.

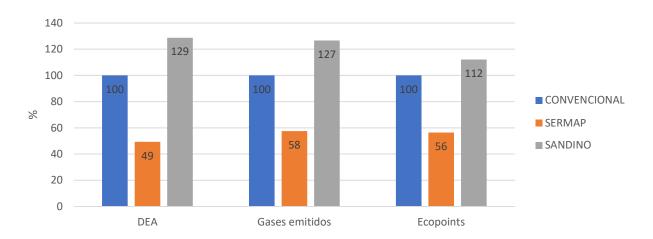


Figura 11. Relación porcentual entre los resultados obtenidos para las soluciones de viga zapata, pared y viga de cerramento: Sistema convencional, sistema SERMAP y sistema Sandino.

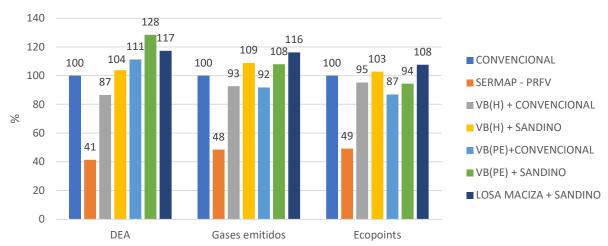


Figura 12. Relación porcentual entre los resultados obtenidos por el sistema SERMAP y las posibles variantes de combinaciones entre las soluciones analizadas.

El sistema SERMAP - PRFV resultó ser el de menor demanda de energía acumulada, el que menos gases dañinos emite a la atmósfera y el que menor carga ambiental genera, con una diferencia significativa apreciable en los gráficos comparativos, tanto como solución de cubierta de forma independiente, como solución de viga de zapata, paredes, y viga de cerramento. La reducción del valor de los indicadores de DEA, gases emitidos y ecopoints con respecto a los sistemas de menores resultados después del SERMAP – PRFV es del 52%, 47% y el 43%, respectivamente.

Estos resultados se debieron fundamentalmente a que el sistema SERMAP - PRFV consume menor cantidad de hormigón y cemento que el resto de los sistemas analizados. Con respecto al sistema de viguetas y bovedillas de poliestireno expandido (VB (PE)), en cuyo caso se requirió una cantidad similar de hormigón y cemento, la diferencia se debió precisamente a los valores de los indicadores del poliestireno expandido, destacándose el relativo alto consumo de energía para la adquisición de los materiales necesarios en su elaboración.

4. Conclusiones

Se obtuvo el impacto ambiental que genera el sistema SERMAP – PRFV en el ciclo de vida de la estructura, a través de los indicadores de demanda de energía acumulada, influencia en el calentamiento global por los gases dañinos emitidos y el valor que cuantifica la carga ambiental de un producto o proceso: ecopoint. Así mismo se evaluaron estos indicadores para el sistema convencional o tradicional de muros de bloques de hormigón y losa maciza de hormigón armado con acero, el sistema de viguetas y bovedillas, y la solución constructiva Sandino.

A partir de los resultados obtenidos se demuestra que el sistema SERMAP – PRFV es una alternativa para la construcción de viviendas que genera menor impacto ambiental que los sistemas más utilizados en Cuba y es, por lo tanto, un sistema más ecológico. En zonas de muy alta agresividad, el daño ocasionado al medio ambiente puede reducirse a un valor cercano a la mitad si se emplea este sistema en lugar de otro de los analizados en este trabajo.

En otro sentido, la demanda de energía acumulada es un indicador que influye directamente en la economía, ya que la energía primaria es obtenida fundamentalmente a través de los combustibles fósiles como se mencionaba anteriormente. Esto significa que una reducción significativa de la DEA implica una disminución de los costos generales cuando se analiza el marco global, por lo cual se propone incluir este aspecto en un análisis económico del sistema SERMAP – PRFV debido a que se logra una disminución importante de este indicador.

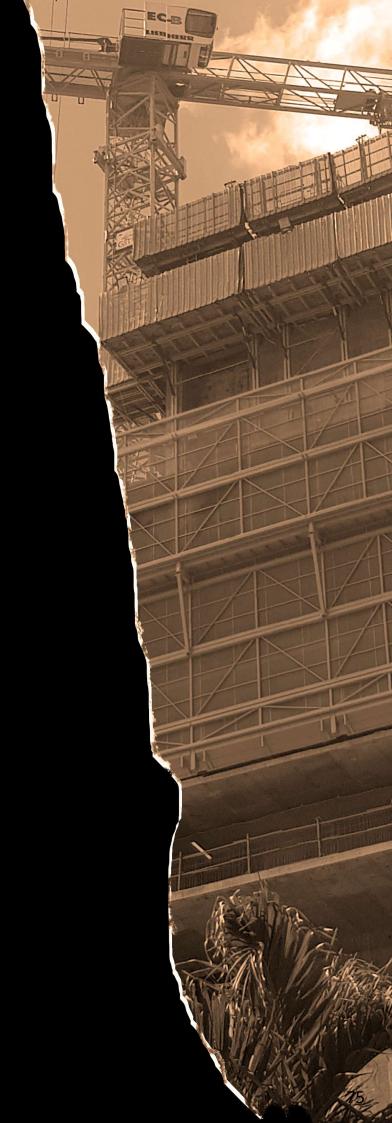
- [1] D. V. Vala and M. G. Stewart, "Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments," Structural safety 2003.
- [2] A. Younis, U. Ebead, and S. Judd, "Life cycle cost analysis of structural concrete using seawater, recycled concrete aggregate, and GFRP reinforcement," Construction and Building Materials, 2018.
- [3] F. Aydın, "Experimental Study on the Flexural Behaviour of a Novel Concrete Filled Hybrid Beams Reinforced with GFRP and Steel Bars," KSCE Journal of Clvil Engineering, vol. 23, no. 11, p. 8, 2019.
- [4] E. Pournamazian, A. Vatani, M. Houshmand, P. Shoaei, and T. Ozbakkaloglu, "The tensile performance of FRP bars embedded in concrete under elevated temperatures," Construction and Building Materials p. 15, 2019.
- [5] 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.
- [6] 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.
- [7] 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.
- [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] H. R. Wainshtok R, J. A. Hernández C., and I. Díaz P., Calidad y Durabilidad de

- las Construcciones. El Uso de los PRF como como Refuerzo del Hormigón Armado y el Ferrocemento. Cuba, 2017, p. 206.
- [13] S. Reichenbach, P. Preinstorfer, M. Hammerl, and B. Kromoser, "A review on embedded fibre-reinforced polymer reinforcement in structural concrete in Europe," Construction and Building Materials, 2021.
- [14] V. M. Suryawanshi and G.D.Awchat, "Comparative assessment and cost estimation of GFRP-RC and STEEL-RC composite (box multi-cell type) bridge using Staadpro," International Journal of Engineering Applied Sciences and Technology, vol. 6, no. 2, 2021.
- Li, [15] Dong, C. and Xian, "Environmental Impacts of Glass- and Carbon-Fiber-Reinforced Polymer Bar-Reinforced Seawater and Sea Sand Concrete Beams Used in Marine Environments: An LCA Case Study," Polymers, vol. 13, no. 154, 2021.
- [16] A. Katz, "Environmental Impact of Steel and Fiber–Reinforced Polymer Reinforced Pavements," Journal of Composites for Construction, vol. 8, no. 6, 2004.
- [17] N. Garg and S. Shrivastava, "Environmental and economic comparison of FRP reinforcements and steel reinforcements in concrete beams based on design strength parameter," presented at the UKIERI Concrete Congress, 2019.
- [18] T. Ding, J. Xiao, and V. W. Y. Tam, "A closed-loop life cycle assessment of recycled aggregate concrete utilization in China," Waste Management, 2016.
- [19] A. C. Valdés, R. M. Águila, O. M. Abad, C. V. Clemente, and J. J. H. Albear, "Aporte económico en estudios de corrosión atmosférica y deterioro de materiales en zonas estratégicas del clima tropical costero de Cuba," 2020.
- [20] S. M. Osorio and L. P. Quiñones, "Joint Simulation With Shear Key And Wedge Effect For Lightweight Precast Slabs," Revista Ciencia y Construcción, vol. 2, no. 4, 2021.
- [21] NC-207. "Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón", ed. Cuba: Oficina Nacional de Normalización (NC), 2019.
- [22] G. M. Licea, I. D. Pérez, and H. W. Rivas, "Diseño De Elementos De Hormigón Armado Con Barras De PRF Para Secciones Hiporreforzadas," Revista Ciencia y Construcción, vol. 2, no. 4, 2021.

- [23] 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.
- [24] ISO 14040 "Environmental Management-Life Cycle Assessment-Principles and Framework", Ed. Geneva. Switzerland: International Organization for Standardization (ISO), 2006.
- [25] ReCiPe 2016 v1.1 "A harmonized life cycle impact assessment method at midpoint and endpoint level Report I: Characterization", Ed. The Netherlands: National Institute for Public Health and the Environment, 2016.
- [26] Ecolizer 2.0 (Openbare Vlaamse Afvalstoffenmaatschappij , Mechelen, Belgium, 2003–2011).
- [27] J. R. Duflou, Y. Deng, K. V. Acker, and W. Dewulf, "Do fiber-reinforced polymer composites provide environmentally benign alternatives? A life-cycle-assessment-based study," Transportation Composites, vol. 37, 2012.

- [28] J. Morfeldt, W. Nijs, and S. Silveira, "The impact of climate targets on future steel production e an analysis based on a global energy system model," Journal of Cleaner Production, 2014.
- [29] R. M. Andrew, "Global CO2 emissions from cement production, 1928–2018," Earth System Science Data, 2019.
- [30] E. Worrell, L. Price, N. Martin, C. Hendriks, and L. O. Meida, "Carbon dioxide emissions from the global cement industry," Annual Review of Energy and the Environment 2001.
- [31] J. Sjunnesson, "Life Cycle Assessment of Concrete," Master thesis, Department of Technology and Society Environmental and Energy Systems Studies Gerdagatan LUND UNIVERSITY, 2005.
- [32] K. Biswasa, S. S. Shresthaa, M. S. Bhandarib, and A. O. Desjarlaisa, "Insulation materials for commercial buildings in North America: An assessment of lifetime energy and environmental impacts.," *Energy and Buildings,* p. 14, 2015.

artículos de revisión



Optimización De Torres Auto Soportadas Mediante Técnicas Heurísticas. Una Revisión De La Literatura

Optimization Of Self Supported Towers By Means Of Heuristic Techniques. A Revision Of The Available Literature On The Topic

Autores

Adriana de la Caridad Fernández Castillo¹, Javier Alejandro García Miranda², Juan Carlos Verdecia Somoano³, Vivian Elena Parnás⁴, Patricia Martín Rodríguez⁵

¹Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad de Matanzas, Carretera Matanzas-Varadero, km 3 1/2, Matanzas, Cuba. email: adriana.fernandez@est.umcc.cu

²Ingeniero Civil, Máster en Ciencias, Universidad de Matanzas, Carretera Matanzas-Varadero, km 3 1/2,

Matanzas, Cuba. email: javier.garcia@umcc.cu

³ Ingeniero Civil, Máster en Ciencias, Universidad de Matanzas, Carretera Matanzas-Varadero, km 3 1/2,

Matanzas, Cuba. email: juan.verdecia@umcc.cu

⁴Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, # 11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba. email: wivian@civil.cujae.edu.cu

⁵Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, # 11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba. email: patriciamr@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Las torres de celosía auto soportadas de acero son de vital importancia en las telecomunicaciones, pues constituyen el soporte de antenas que transmiten señales tanto televisivas como para telefonía celular. El uso de las técnicas heurísticas ha fortalecido el campo de la optimización en diferentes ramas de la ingeniería, entre ellas la ingeniería civil relacionada con el diseño, el cual muestra un crecimiento progresivo en los últimos años. Este artículo presenta una revisión de los principales estudios realizados en los últimos 20 años sobre la optimización de torres de celosía mediante el empleo de técnicas heurísticas, con el fin de determinar las técnicas. los tipos de optimización y la función objetivo más empleadas. De la bibliografía consultada se concluye que la mayor parte de los autores aplican la técnica Algoritmos Genéticos, que ocupa un 35,71%. El 33,33% de los autores optimizan el tamaño y forma de las estructuras, que corresponde al mayor porcentaje de aplicación, aunque también es ampliamente utilizada la optimización de tamaño (29%) y la combinación de tamaño, forma y topología (29%). Finalmente, la mayoría de los autores (89,29%) optimizan el peso de las torres, de esta forma, si se garantiza el peso mínimo y se cumplen las restricciones geométricas y de resistencia de los miembros, se logra el costo mínimo de las estructuras.

Palabras claves: optimización, técnicas heurísticas, torres de celosía, función objetivo, Algoritmos Genéticos.

ABSTRACT

Self-supporting steel lattice towers are of vital importance in telecommunications, as they are the support for antennas that transmit signals for both television and cell phones. The use of heuristic techniques has strengthened the field of optimization in different branches of engineering, including civil engineering related to design, which has shown progressive growth in recent years. This article presents a review of the main studies carried out in the last 20 years on the optimization of lattice towers through the use of heuristic techniques, in order to determine the techniques, types of optimization and the most used objective function. From the bibliography consulted, it is concluded that most of the authors apply the Genetic Algorithms technique, which occupies 35,71%. 33,33% of the authors optimize the size and shape of the structures, which corresponds to the highest percentage of application, although size optimization (29%) and the combination of size, shape and topology (29%) are also widely used. Finally, the vast majority of authors (89,29%) optimize the weight of the towers, in this way, if the minimum weight is guaranteed and the geometric and resistance restrictions of the members are met, the minimum cost of construction is achieved.

Keywords: optimization, heuristic techniques, lattice towers, objective function, Genetic Algorithms

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2022 Aceptado: Marzo 2022

1. Introducción

Las torres de celosía son estructuras de vital importancia para la sociedad y su demanda ha ido en ascenso debido al auge de las comunicaciones. Las torres de celosía constituyen un conjunto de elementos lineales entrelazados para formar una estructura que gane en altura y que sea resistente ante las acciones externas. Estas estructuras son muy sensibles a la carga de viento debido a su esbeltez, bajo amortiguamiento y rigidez ante una carga lateral.

La forma tradicional de abordar el diseño de estas estructuras es la denominada iterativa-intuitiva o de prueba y error, donde se comienza con un diseño generalmente basado en la experiencia del diseñador, o de diseños similares ya ejecutados, y se verifica que este cumpla con los criterios de resistencia. Si el diseño cumple con los criterios descritos, es aceptado, de lo contrario el diseñador modifica los parámetros hasta encontrar un diseño que a su juicio sea óptimo. El diseño resultante con el empleo de este método intuitivo, es una estructura resistente y muchas veces eficiente en cuanto a economía, pero no necesariamente la mejor. La optimización permite encontrar la o las soluciones factibles, que corresponden a valores extremos de una función. En el caso más simple, un problema de optimización consiste en maximizar o minimizar una función real mediante la elección de valores de entrada dentro de un conjunto y el procesamiento de los valores de la función. La optimización de torres de celosía consiste en el diseño de un sistema estructural que resista las demandas impuestas y asegure el mínimo costo posible, sin sacrificar seguridad, economía y funcionalidad.

Según Mortazavi [1] se pueden distinguir tres tipos de optimización estructural: optimización de tamaño, de forma y de topología. La optimización de tamaño se refiere a la optimización de las secciones transversales de los elementos, la misma se puede considerar tanto continua como discreta. Esta última es la más utilizada al acercarse más al diseño real, pues los perfiles utilizados en torres y armaduras están predefinidos en catálogos. En la optimización de forma, se investiga la forma general de la estructura mediante la modificación de la posición de los nodos, pero sin alterar su conectividad; la estructura final mantendrá su tipología con una distribución diferente de la posición de sus nodos. La optimización topológica modifica la conectividad de los nodos, la estructura resultante será la que mejor se adapte a las condiciones de carga. Es la optimización más completa pero muchas veces atenta con los criterios de simetría y de funcionalidad.

Los métodos de optimización pueden ser clasificados en dos grandes grupos: los métodos clásicos, que utilizan las derivadas de la función objetivo para resolver el problema de optimización y los que emplean procesos de búsqueda estocásticos y no calculan o simplemente no necesitan las derivadas de la función objetivo [2]. Al primer grupo pertenecen la programación matemática: lineal, no lineal y todas sus componentes. Al segundo grupo corresponden la optimización combinatoria, la computación evolutiva y otras técnicas heurísticas. Los métodos clásicos [2-5] se usaron eficientemente por mucho tiempo en el campo de la optimización, aunque presentan dificultades cuando el número de variables de decisión es muy grande, o incluso cuando el espacio de decisión es discreto, lo cual ocurre en la gran mayoría de los problemas de optimización [6]. Por otro lado, los métodos que pertenecen al segundo grupo descrito, no poseen dichas restricciones [7].

Las técnicas heurísticas, a diferencia de los métodos tradicionales, son capaces de localizar óptimos en espacios de búsquedas más grandes y no siguen métodos prestablecidos. Estas técnicas también pueden ser afectadas por decisiones subjetivas del diseñador o por la capacidad de procesamiento de las máquinas para el análisis. Este último es un factor determinante en definir la eficiencia de la aplicación o no de estas técnicas en la optimización de diferentes diseños estructurales. Existen cuatro grupos fundamentales de técnicas heurísticas. El primero agrupa a los Algoritmos Evolutivos: Algoritmos Genéticos, Estrategia Evolutiva, Aprendizaje Incremental Basado en la Probabilidad, Programación Genética y Optimizador Basado en Biogeografía. El segundo grupo consiste en algoritmos basados en fenómenos físicos y tiene como principal exponente la técnica de Recocido Simulado. El tercer grupo se compone de los algoritmos inspirados en métodos de aprendizaje de enjambres producto del comportamiento de animales que viven en grupos. Entre los más estudiados se encuentran: Enjambre de Partículas, Colonia de Hormigas y Búsqueda del Cuckoo. El último grupo de algoritmos comprende aquellos inspirados en el comportamiento de los seres humanos, que constituye el grupo más reciente de algoritmos. Entre los más destacados se encuentran: Optimización Basada en Enseñanza Aprendizaje, Búsqueda Armónica, Búsqueda Taboo y Optimizador de Búsqueda Grupal (Figura 1).

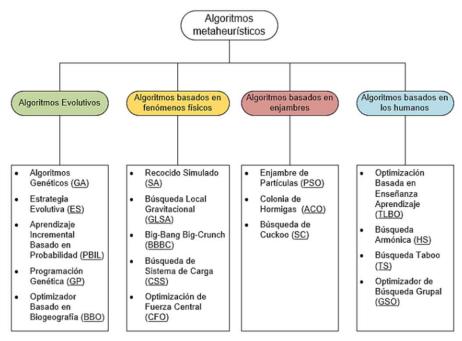


Figura 1: Clasificación de los algoritmos metaheurísticos [8].

El uso de las técnicas heurísticas ha fortalecido el campo de la optimización en diferentes escenarios sociales, que han tenido un crecimiento progresivo con el paso de los años. Este artículo tiene como objetivo describir los principales estudios realizados en los últimos 20 años sobre la optimización de torres de celosía a nivel internacional. Fueron consultados 28 artículos, encontrados en diferentes bases de datos científicas como ScienceDirect, Taylor & Francis y Springer.

2. Conceptos generales sobre técnicas heurísticas de optimización

2.1. Formulación de los problemas de optimización

Función objetivo

El factor decisivo para la optimización de un diseño es llamado función objetivo, la misma debe ser formulada dependiendo del mecanismo inherente de problema. La función objetivo es la función que mide cualitativamente el funcionamiento del sistema en un proceso de optimización, de modo que lo que se busca es la maximización o minimización de esta, enmarcado en una gama de posibles soluciones. En dependencia de la cantidad de objetivos que estas persigan en el proceso de optimización pueden ser clasificadas en multi-objetivos o mono-objetivos, siendo estas últimas las más empleadas [9].

Variables

Las variables representan las decisiones que se pueden tomar para variar el valor de la función objetivo. Se pueden clasificar como dependientes o independientes. Según el problema pueden ser discretas o continuas, o una combinación de ambas. Por ejemplo, en la optimización de un modelo de torre, las dimensiones de los bloques pueden ser variables continuas y las secciones transversales pertenecientes a un catálogo, ser discretas [16].

Restricciones

Según Datta, et al. [10] los problemas de optimización también pueden ser clasificados en problemas con restricciones o sin restricciones. Sánchez [11] plantea que en el caso de los problemas de optimización estructural la función objetivo está ligada a restricciones, asociadas a parámetros que describen de cierta forma el comportamiento de la estructura, tensiones, rigidez, desplazamientos, frecuencias naturales, etc. El tratamiento de restricciones es muy variado y dependiente del problema.

Al ejecutar cualquier algoritmo de optimización, se evalúa la función objetivo y se comprueban las restricciones para ver si hay alguna infracción. Si no hay violaciones, al conjunto de parámetros se le asigna el valor de aptitud correspondiente a la función objetivo evaluada. Cuando se violan las restricciones, la solución es inviable y, por lo tanto, no tiene aptitud. Muchos problemas prácticos están limitados y es muy difícil encontrar un punto factible que sea el mejor, y que el costo computacional no sea elevado. Como resultado, se debe obtener alguna información de soluciones inviables, independientemente de su clasificación de aptitud en relación con el grado de violación de la restricción [12]. Son variados los métodos para el manejo de las restricciones, entre ellos las funciones de penalización. Este método consiste en un factor que incrementa a la función objetivo y aumenta el valor del peso de los individuos cuando sus elementos no cumplen con los criterios de resistencia, lo cual logra que los individuos que no cumplan con estos criterios sean penalizados y disminuya la probabilidad de ser seleccionados para la próxima generación. Utilizar este método permite al algoritmo crear la población sin base en las restricciones, lo cual supone una disminución del costo computacional [13, 14].

2.2. Técnicas heurísticas de optimización

Los conceptos de técnicas heurísticas de optimización están siendo cada vez más aceptados en aplicaciones de la vida real debido a su robustez y capacidad de lidiar con complejos problemas de diseño. La Figura 2 muestra una línea de tiempo que representa las contribuciones más importantes de las técnicas heurísticas, desde su surgimiento hasta los tiempos actuales. En este epígrafe se presenta una descripción de las técnicas más abordadas por los autores en el campo de la optimización de torres: Algoritmos Genéticos (AG), Recocido Simulado (SA) y Enjambre de Partículas (PSO).



Figura 2: Línea de tiempo de algunas de las mayores contribuciones de las técnicas heurísticas [15].

Algoritmos Genéticos

Holland fue quien primero desarrolló el concepto de Algoritmos Genéticos durante los años 1960 y 1970. Holland presentó sus ideas en 1975 en su libro "Adaptation in Natural and Artificial Systems", en el cual demostró cómo la evolución Darwiniana podía ser abstraída y modelada mediante computadoras, para ser utilizada en estrategias de optimización [16]. Holland propuso a los Algoritmos Genéticos como un método heurístico basado en la supervivencia del más apto. El Algoritmo Genético (GA) clásico se basa en un grupo de soluciones candidatas que representan la solución del problema que se plantea resolver. Se basa en la genética como modelo de resolución de problemas. GA funciona con una población de posibles soluciones donde cada solución es representada a través de un cromosoma, que constituye una representación abstracta de la misma. El conjunto de soluciones es denominado población y cada solución de este conjunto se denomina individuo o cromosoma [17].

La codificación en cromosomas de todas las posibles soluciones es el primer paso. Después, se aplican a las soluciones un grupo de operadores de reproducción previamente determinados. Estos operadores son utilizados para mutar y recombinar las soluciones. El correcto funcionamiento de AG depende de la correcta elección de los operadores de reproducción. La selección debe ser capaz de comparar cada individuo de la población, esta comparación se hace mediante la función de aptitud. Cada cromosoma tiene un valor asociado que corresponde a su aptitud en la solución que representa. La aptitud corresponde a una evaluación de qué tan buena es la solución candidata. La solución óptima es la que brinda el mayor valor de la función objetivo. Si lo que se desea es minimizar la función objetivo, se podría invertir la función y convertirla en mínima, o modificar la selección para que escoja los menores valores de función objetivo [17-20].

Recocido Simulado

Uno de los primeros y más populares algoritmos metaheurísticos es el Recocido Simulado (SA). Este algoritmo imita los procesos de recocido en el procesamiento de materiales, ejemplo, cuando un metal se enfría y se congela en un estado cristalino con la energía mínima y tamaños de cristal más grandes para reducir los defectos en estructuras metálicas. El proceso de recocido implica un control cuidadoso de la temperatura y su velocidad de enfriamiento [21, 22].

Desarrollado por Kirkpatrick [22], SA a diferencia de los métodos basados en gradientes y otros métodos de búsqueda deterministas que tienen la desventaja de estar atrapados en mínimos locales, tiene la capacidad de evitar quedar atrapado en estos mínimos. La idea básica del algoritmo SA es utilizar la búsqueda aleatoria en términos de una cadena de Markov, que no solo acepta cambios que mejoran la función objetivo, sino que también mantiene algunos cambios que no son ideales. El algoritmo genera una gran cantidad de diseños de prueba donde cada una de estas analiza una modificación aleatoria del diseño actual de la estructura mediante expansiones de Taylor para reducir requisitos informáticos. Luego, cada diseño ingresa a un módulo de decisión donde puede ser aceptado o rechazado según el valor de la función objetivo y el cumplimiento de las limitaciones. Cada diseño que viola una restricción no es factible y se rechaza inmediatamente [22].

Enjambre de Partículas

En el tiempo en que los algoritmos evolutivos dominaban el campo de la optimización, la comunidad científica se vio motivada a investigar sobre algoritmos inspirados en el comportamiento de aves, hormigas y peces que mostraban ciertos aprendizajes grupales [23]. Enjambre de Partículas utiliza un conjunto de partículas distribuidas aleatoriamente (soluciones potenciales), donde el algoritmo intenta mejorar las soluciones de acuerdo con una medida de calidad (función de aptitud). La improvisación se realiza moviendo las partículas alrededor del espacio de búsqueda por medio de un conjunto de expresiones matemáticas simples que modelan algunas comunicaciones entre ellas. Estas expresiones matemáticas, en su forma más simple y básica, sugieren el movimiento de cada partícula hacia una posición con una mejor experiencia y la mejor posición del enjambre, junto con algunas perturbaciones aleatorias [24, 25].

3. Estudios sobre aplicación de técnicas heurísticas a la optimización de torres de celosía

Los estudios revisados en este artículo están orientados a evaluar el desempeño de las técnicas heurísticas con alguna modificación, o compararlas con otras técnicas. Para lograrlo, los autores utilizan funciones de prueba, que son torres que han sido ya optimizadas y que se utilizan para probar la eficiencia de la técnica o algoritmo.

3.1. Optimización de torres mediante Algoritmos Genéticos

Según la literatura científica, varios de los autores que aplican Algoritmos Genéticos para la optimización de torres, utilizan el peso de la estructura como función objetivo [17, 26-31]. Deb y Gulati [26] optimizan armaduras 2-D y 3-D para determinar el tamaño óptimo de la sección transversal, la topología y la forma, y minimizar el peso de las estructuras. Los autores emplean un Algoritmo Genético (GA) de codificación real, y el problema se somete a restricciones de tensión, deformación y estabilidad cinemática. Los tipos de optimización definidas fueron aplicados mediante el uso de un nuevo esquema de representación. El GA propuesto utiliza un vector de longitud fija de variables de diseño que representan las áreas de los miembros y el cambio en las coordenadas nodales. Además, las consideraciones prácticas, como la inclusión de nodos importantes en la estructura optimizada, se tienen en cuenta mediante el uso de un concepto de nodos básicos y no básicos. El concepto de nodos básicos y no básicos es introducido con el objetivo de reducir el tiempo computacional, al no realizar análisis de Elementos Finitos para miembros que resulten insatisfactorios. Las armaduras tomadas como base para la optimización tienen la siguiente configuración: armaduras 2D de 15 miembros y 6 nodos, 11 miembros y 6 nodos, 45 miembros y 10 nodos, armadura de dos pisos con 39 miembros y 6 nodos (sometida a optimización de tamaño y topología y luego a optimización de tamaño, forma y topología), y una armadura 3D de 25 miembros y 10 nodos. La técnica propuesta por los autores redujo el número de miembros y nodos en las armaduras. En el caso de la armadura 3D se obtuvo una reducción del peso en un 0,012% con respecto a la armadura de Haug y Arora [32].

Un enfoque innovador lo presentan Sivakumar, et al. [27], que exploran la optimización de torres de celosía de acero mediante la combinación de GA y un enfoque orientado a objetos, con el propósito de eliminar las dificultades en el manejo de problemas de gran tamaño como torres de celosía. La búsqueda mejorada y la convergencia rápida se obtienen al considerar la torre de celosía como un conjunto de objetos pequeños y combinar los objetos donde se utilizan estructuras en voladizo en serie, como torres de celosía. Los autores proponen una torre de celosía de 148 barras para la optimización. La torre fue optimizada teniendo en cuenta la configuración completa, y luego utilizando el enfoque orientado a objetos. Se empleó una optimización del tamaño de la sección transversal de los elementos, donde fueron consideradas 25 variables de tipo área. La función objetivo fue el peso de la torre, bajo las restricciones de tensión y estabilidad en los elementos estructurales. Se concluye que el enfoque orientado a objetos arrojó un peso menor que el enfoque de la configuración completa de la torre, en un orden del

Tang, et al. [28] presentan un Algoritmo Genético mejorado (GA) para minimizar el peso de armaduras con variables de tamaño, forma y topología. Debido a la naturaleza de las variables discretas y continuas, se proponen esquemas de codificación mixtos, que incluyen codificación binaria y flotante, y codificación entera y flotante. Se aplica la función sustituta para unificar las restricciones en una sola; además, la reproducción sustituta se desarrolla para seleccionar buenos individuos para el grupo de apareamiento sobre la base de los valores de restricción y aptitud, lo que considera completamente el carácter de la optimización restringida. Los autores proponen una nueva estrategia para crear la próxima población mediante la competencia entre la población de padres y descendientes en función de los valores de restricción y aptitud; de modo que se prolongue la vida útil del gen excelente. Como la población inicial se crea aleatoriamente y los tres operadores de GA (selección, cruce y mutación) también son indeterminables, es necesario comprobar si la topología estructural es deseable. Se propone un operador de reinicio mejorado para introducir un nuevo gen y explorar un nuevo espacio, de modo que se mejore la confiabilidad de GA. Se resuelven tres ejemplos seleccionados sujetos a restricciones de tensión y desplazamiento: una armadura plana de 15 barras, una armadura espacial de 25 barras y una armadura plana de 10 barras. Los resultados numéricos demostraron que el esquema GA mejorado redujo el peso de las armaduras en un 35,42%, 8,27% y 13,53% respectivamente, los cuales corresponden al esquema de codificación entera y binaria.

Rahami, et al. [29] optimizan la configuración de

armadura espacial de 25 barras obtenida por Tang et al. [28]. Los autores presentan un método de combinación de energía y fuerza para minimizar el peso de las estructuras de armaduras. El proceso de optimización mediante GA se dividió en dos fases para la armadura tridimensional. Se aplicó primeramente una optimización de tamaño y forma, que es luego reconsiderada para optimizar el tamaño, la forma y la topología. El método emplea ideas básicas del método de la fuerza y el enfoque de la energía complementaria. La idea principal que se propone en este trabajo es la forma en que se reducen las variables de entrada. La optimización de tamaño y forma de la armadura mostró una disminución del peso de la estructura del 3,87 % con respecto a la armadura de Tang, et al. [28], y un 0,32% en la optimización de tamaño, forma y topología.

Özakça, et al. [30] aplican GA basados en FORTRAN a la optimización de torres de transmisión de electricidad. Las variables de diseño todas consisten en secciones transversales de los elementos para demostrar la eficiencia de la optimización de tamaño; la configuración de la torre no cambia. La función objetivo fue el peso de la torre. Los autores suponen un diseño inicial de 672 barras y luego comprueban, bajo las restricciones de tensión y requerimientos de los códigos. En el diseño inicial fijaron áreas para las secciones transversales de 0.01 m2, las cuales fueron consideradas como pseudo-continuas. Como resultado, la optimización de tamaño redujo el peso de la torre inicial en un 64,68%.

Belevičius, et al. [31] proponen un procedimiento para la optimización del tamaño de topología mixta de mástiles, donde se busca el peso mínimo del mástil con GA. Las restricciones del problema incluyen: requisitos de resistencia, esbeltez, estabilidad local y global según los Eurocódigos. Entre las variables del problema de optimización se encuentran: número de grupos de clusters, número de secciones típicas a lo largo de la altura del mástil, alturas de los puntos de sujeción de los tirantes a lo largo del eje del mástil, fuerzas de pretesado en todos los grupos de clusters, distancia de las cimentaciones de viga desde el eje del mástil, ancho del lado del mástil, radios de patas, miembros de refuerzo y radios de clusters. El valor de la función objetivo es obtenido bajo todas las restricciones y se verifican mediante un análisis estático con un software de elementos finitos. Para la optimización, se utilizó el ejemplo de un mástil de 50 metros, con un peso de 2301 Kg. Los parámetros de número de genes, tamaño de la población, cruce y mutación, se ajustan al problema mediante 30 experimentos. El mejor valor obtenido fue de 1968,1 Kg, que representa una reducción del peso del 14,47%. Los autores plantean que el diseño obtenido puede servir como base para un análisis dinámico no lineal más preciso.

Sony y Airin [17] utilizan GA para la optimización de una torre de transmisión de electricidad integrando los programas ANSYS y MATLAB. El problema de optimización es formulado como la minimización del peso de la torre. El objetivo de la optimización es la masa total bajo la restricción de la máxima tensión permisible. Los autores optimizan una torre de 132 kV de doble circuito. La altura total de la torre, el ancho de la base y la configuración global de la torre son consideradas fijas, mientras que los parámetros de optimización son el ancho y el espesor de las secciones angulares usadas en cada miembro. Finalmente, los autores concluyeron que acoplando MATLAB y GA se obtienen mejores resultados, con una reducción del peso del 78,66%.

Magalhães, et al. [33], por su parte, emplean el costo de la estructura como función objetivo. Los autores optimizan el diseño de una torre autosoportada de un aerogenerador utilizando GA. Las variables de diseño consideradas fueron los costos de los materiales de la torre, costos de los materiales de los nodos, ensamblaje y mano de obra, los costos de los soportes a tierra, costos de manufactura de las diferentes secciones de la torre, el número de barras que llegan a un nodo (costo de conectar una barra en un nodo) y el ángulo de incidencia de una barra en el nodo; sometidas a requerimientos o restricciones de desplazamiento, tensión y pandeo. En el estudio, primeramente se diseñó manualmente una estructura pequeña, luego se generó la estructura óptima en Optistruct® mediante el método de elementos finitos. procedimiento también se aumentó considerablemente la altura de la estructura para que pueda ser utilizado en grandes generadores. Finalmente, la mejor estructura fue aquella que mostró la mejor relación entre costo de producción y requerimientos mecánicos, con una altura de 122,80 m, 417 nodos y 1164 barras, y un peso total de 94885,03 Kg.

La optimización multiobjetivo es también utilizada en varios trabajos que aplican Algoritmos Genéticos,

como es el caso de Chunming, et al. [34] y Khodadadi y Bueleow [35]. Chunming, et al. [34] optimizan una torre de alta tensión de la tipología 5D-SZC3 empleando un Algoritmo Genético para optimización multiobjetivo denominado Nondominated Sorting Genetic Algorithm (NSGA-II). Las funciones objetivo definidas por los autores fueron el costo de la torre y el desplazamiento en el eje X de las uniones a tierra de la torre. Los autores optimizaron los miembros principales de la torre e ignoraron los miembros diagonales y los miembros auxiliares. Los miembros principales fueron divididos en 28 grupos definidos por los requerimientos de diseño. Se consideraron dos variables de sección transversal y dos variables de tipo de material. Para el Algoritmo Genético fueron definidas una población de 100 y una generación límite de 500. Los autores concluyen que el uso de dos tipos de acero para la optimización de la torre puede reducir el costo entre un 4% y un 16% y que el NSGA-II puede proveer una variedad de opciones para determinados parámetros de diseño de torres de transmisión. Acorde con las diferentes necesidades los diseñadores pueden elegir una opción apropiada.

Khodadadi y Bueleow [35] desarrollan una técnica de búsqueda que usa conceptos de álgebra y optimización evolutiva a partir de un Algoritmo Genético convencional denominado no Destructive Dynamic Population. Los demuestran la habilidad de un método de búsqueda de formas para el diseño multiobjetivo y para encontrar una serie de buenas soluciones que puedan ser comparadas en lugar de una única solución óptima. Para la puesta en práctica de la técnica, exploran la topología de torres autosoportadas de base poligonal y las comparan geométricamente y estructuralmente con la torre de agua de Shukhov en Ninzhy Novgorod, Rusia; construida en 1896. La solución óptima consiste en una torre de 30 nodos y un peso de 36,5 t. En su trabajo refieren que en el proceso de obtener la solución óptima se pierden muchas soluciones que pueden tener buenas prestaciones.

3.2. Optimización de torres mediante Recocido Simulado del Acero

Lamberti [36] presenta un algoritmo de optimización basado en Recocido Simulado. El algoritmo, denotado como CMLPSA (Corrected Multi-Level & Multi Point Simulated Annealing), implementa un mecanismo de investigación avanzada donde cada diseño candidato es seleccionado de una población de puntos de prueba generados de forma aleatoria. Además, CMLPSA incluye una estrategia de recocido multinivel, donde los puntos de prueba se generan al perturbar todas las variables de diseño simultáneamente (a nivel global) o una a una (a nivel local). El CMLPSA se prueba en seis problemas de optimización estructural, con el objetivo de minimizar el peso de las armaduras de barras, con hasta 200 elementos, sujetos a restricciones en los desplazamientos de los nodos, tensiones de los miembros y cargas críticas de pandeo. Los casos de prueba incluyen las variables de optimización de tamaño y forma. El problema computacional más costoso tiene 200 variables de diseño y 3500 restricciones de optimización, para el cual se obtuvo una ligera disminución del peso en un 0.0137%.

Martínez, et al. [37] proponen una metodología para la optimización de torres de alta tensión mediante el algoritmo SA. El algoritmo propuesto compatibiliza la naturaleza discreta de las secciones de las barras con la naturaleza continua de las variables que definen la geometría y la forma global de la estructura, donde se configura una optimización mixta. La función objetivo es el peso de la torre, que está compuesta por 23 bloques, para un total de 829 elementos y 267 nodos. Definen un total de 200 variables, 154 de tipo discreta y 46 de tipo continua, bajo los criterios del Eurocódigo No. 3 y las restricciones de tensión y esbeltez en los elementos. La optimización respecto al peso inicial fue de un 19.85%.

Couceiro, et al. [38] presentan una metodología para la optimización de armaduras tridimensionales y su aplicación como soporte de líneas de alta tensión. El algoritmo desarrollado se probó en problemas de optimización de tamaño y forma con resultados notables. Se estudiaron dos problemas ampliamente usados por autores para probar la eficiencia de los algoritmos, los cuales consisten en la optimización del tamaño de una torre de 25 barras y posteriormente se optimiza el tamaño en conjunto con la forma. El resultado se comparó a través de las referencias estudiadas con varios algoritmos. El SA, junto con las mejoras incluidas, probó ser eficiente también en la optimización de estructuras de transmisión reales, como se mostró en un ejemplo de aplicación real, para el cual se alcanzaron soluciones incluso un 40 % mejores que diseños reales.

Tort, et al. [39] desarrollaron un método para optimizar torres de transmisión de energía en función del peso, integrando un algoritmo SA en dos fases, con el software PLSTOWER, acorde con los requerimientos y especificaciones de diseño de la ASCE 10-97. Los autores compararon el algoritmo SA de dos fases desarrollado, con una formulación de SA típica en tres problemas de optimización de torres de alto voltaje de 110 y 400kV. La función objetivo fue el peso de las torres. Los diseños optimizados y el tiempo de CPU empleado por las dos variantes de SA de cada problema, fueron comparados con las configuraciones estructurales disponibles de procesos de diseño convencionales y cuantificaron la economía de material lograda. El algoritmo en dos fases aportó una reducción del 26, 35% del peso de la estructura.

Hasançebi, et al. [40] desarrollan una técnica de mejora para el algoritmo SA. La técnica se aplica a dos ejemplos numéricos (un plano reforzado de 304 miembros marco de acero con 32 variables y un marco de acero espacial sin refuerzos de 132 miembros con 30 variables) diseñado de acuerdo con las disposiciones de las tensiones admisibles AISC-ASD. La función a optimizar es el peso de los marcos, bajos las restricciones de tensión, pandeo y desplazamiento. Se emplea una técnica de hibridación con el algoritmo Taboo Search (TS) para mejorar el proceso de SA, donde concluyen que el algoritmo hibridado mejora el tiempo de convergencia del proceso de optimización en un 35%.

Couceiro, et al. [41] presentan un software informático para la optimización del peso de estructuras de transmisión de energía. El software emplea una versión modificada del algoritmo de Recocido Simulado. Las estructuras son torres de acero tridimensionales que se utilizan como torres de soporte de líneas eléctricas. Proponen fusionar variables de diseño continuas (33) y discretas (130) para optimizar el tamaño y la forma de las cerchas, bajo las restricciones de esbeltez y tensiones que propone la ASCE 10-97. Concluyen que con la utilización de este software se pueden optimizar pesos de torres entre un 20 y un 30%.

3.3. Optimización de torres mediante Enjambre de Partículas

El primer trabajo encontrado en la bibliografía es el de Luh y Lin [42]. Los autores proponen una metodología basada en un algoritmo de Enjambre de Partículas (PSO) para optimizar el peso de una armadura plana de 39 barras adoptada en estudios previos por Deb y Gulati [26]. El problema de optimización de la estructura, estuvo sometido a restricciones de tensión, deflexión y estabilidad cinemática. El estudio se divide en dos etapas, la primera se emplea para resolver la configuración topológica óptima mediante el algoritmo *Binary Particle Swarm Optimization* (BPSO) y la segunda se emplea para la optimización de la sección transversal de los elementos y de la forma del conjunto, utilizando *Attractive and Repulsive Particle Swarm Optimization* (ARPSO). Se obtuvieron 15 configuraciones topológicas, en las cuales se disminuye el número de elementos inicialmente concebidos en la armadura y simultáneamente se optimizó el área de la sección de los elementos. Como resultado, se lograron 3 armaduras que de forma general son más ligeras en un 10% en un menor número de iteraciones.

Otra investigación que sigue esta línea es la desarrollada por Kaveh, et al. [44]. Los autores programan un algoritmo conocido como *Swallow Swarm Optimization* (SSO) hibridado con *Particle Swarm Optimization* (PSO), a partir de lo cual logran un nuevo algoritmo conocido como *Hybrid Particle Swallow Optimization* (HPSSO), que emplean para la minimización del peso de seis armaduras, y de esta manera evalúan su desempeño contra otras técnicas heurísticas. Se optimizó el área de la sección transversal de los elementos. Se definen para la armadura espacial de 22 barras, siete variables [45], y en la torre de trasmisión de 25 barras, ocho variables [46] En el caso de la armadura de 22 barras el algoritmo *Harmony Search* (HS) propuesto por Lee y Geem [45] requiere un 40% menos de iteraciones con respecto a (HPSSO) para encontrar la mejor solución, ambos ofrecen diseños más ligeros respecto a los restantes autores. En el caso de la torre de transmisión de 25 barras, el algoritmo *Self Adaptative Harmony Search* (SAHS) [46] fue el más eficiente para encontrar la convergencia en cuanto a velocidad y el peso óptimo, donde (HPSSO) requiere de un 45% más de iteraciones que (SAHS).

Gomes [47] realiza una optimización del peso de armaduras estructurales en tamaño y forma, teniendo en cuenta las restricciones de frecuencia. Las optimizaciones estructurales de forma y tamaño son problemas de optimización dinámica altamente no lineales, ya que esta reducción de peso entra en conflicto con las restricciones de frecuencia, especialmente cuando tienen un límite inferior. Además, los modos de vibración pueden cambiar fácilmente debido a modificaciones de forma. Los autores investigan el uso de un algoritmo de optimización de enjambre de partículas (PSO) como motor de optimización en este tipo de problemas. Se presentan cuatro ejemplos con respecto a la optimización de armaduras en forma y tamaño con restricciones de frecuencia. Entre ellos, se investiga una armadura espacial de 72 barras con cuatro masas concentradas en los nudos superiores. Los autores no lograron obtiene un peso ligeramente mayor que la armadura estudiada por Sedaghati [48] (0,37% mayor), lo cual puede deberse a aproximaciones numéricas durante el análisis estructural.

Cao, et al. [49] presentan una optimización mejorada del algoritmo Enjambre de Partículas (EPSO) para la optimización del tamaño y la forma de estructuras de celosía. Utilizan tres ejemplos de estructuras de celosía, previamente investigadas, una armadura plana de 10 barras con 10 variables de diseños, una armadura plana de 37 barras con 19 variables de diseño y una torre de 942 barras con 59 variables de diseño. La función objetivo a optimizar es el peso para cada una de las estructuras, definiéndose como variable de diseño el área de la sección transversal de los elementos bajo las restricciones de tensiones y pandeo en los elementos. Los autores concluyen que EPSO discrepa en cuanto a la obtención de las mejores soluciones con respecto a los algoritmos propuestos por el resto de los autores, pero con pequeñas diferencias, pero alcanza la obtención de soluciones óptimas en un menor número de análisis estructurales para encontrar la mejor solución.

Recientemente, Tsiptsis, et al. [50] examinan la optimización estructural a través de un optimizador basado en PSO con *Non-Uniform Rational B-Spline* (NURBS) que se implementa para encontrar topologías de estructuras de tipo curvo. La función objetivo es el peso de una torre, con variables de diseño: el área de la sección transversal de los elementos, y la interconexión entre los nodos del conjunto, bajo las restricciones de tensiones y desplazamientos. La técnica es aplicada a una torre 2D, con 24 elementos de acero, agrupados en ocho grupos. Los resultados de la investigación sugieren que el método PSO con la implementación NURBS puede ser utilizado en la optimización estructural de torres rectas y curvas, pero el número de nodos debe de estar definido en detalle inicialmente en el problema, lo que constituye una desventaja.

3.4. Optimización de torres mediante otras técnicas heurísticas

Existen otros algoritmos basados en fenómenos de la naturaleza que han sido utilizados para la optimización de torres. Por ejemplo, Souza, et al. [51] optimizan torres autosoportadas donde aplican el Algoritmo de Luciérnaga (FA por sus siglas en inglés *Firefly Algorithm*) y el *Backtracking Search Algorithm* (BSA). En este enfoque, la estructura es dividida en módulos principales, que pueden asumir diferentes topologías prestablecidas. Utilizaron como función objetivo el peso de la estructura y la optimización de secciones, geométrica, y topológica se llevó a cabo de forma simultánea. El problema es formulado utilizando restricciones de tensión, relación de esbeltez y sección transversal. La optimización se aplicó a dos ejemplos estructurales: una torre de transmisión estudiada en CIGRÉ (2009 y una torre de transmisión autosoportada de 115 kV. Se utiliza un esquema de penalización para transformar el problema en un problema sin restricciones. El esquema propuesto fue capaz de reducir un 6.4% del peso de la estructura cuando se comparó con las estructuras originales.

Millán-Páramo [9] solucionó el problema de optimización de una armadura espacial de 72 barras empleando el Algoritmo Ondas del Agua (WWO), inspirado en los modelos de onda de agua superficial para resolver problemas de optimización. Para investigar la eficiencia del algoritmo, fueron utilizados cinco problemas clásicos: armaduras planas de 10, 17 y 18 barras y armaduras espaciales de 25 y 72 barras. Para el análisis el autor categorizó la armadura en 16 grupos de variables de diseño. Realizó 100 corridas independientes del problema y utilizó el mejor peso, el peso promedio y la desviación estándar encontrados por WWO para compararlos con otras técnicas de optimización. Como resultado, se obtuvo que el algoritmo tiene eficiencia y eficacia para enfrentar diversos tipos de problemas y con diferentes números de elementos.

Kaveh y Ghazaan [7] realizaron la optimización de tres torres de alta tensión autosoportadas empleando los algoritmos *Colliding Bodies Optimization* (CBO), *Enhanced Colliding Bodies Optimization* (ECBO), *Vibrating Particles System* (VPS) y el algoritmo híbrido llamado MDVC-UVPS . Las variables de diseño consideradas fueron las áreas de las secciones transversales de todos los miembros de la torre, las cuales se emplearon como variables discretas y fueron seleccionadas de una lista de secciones discreta basada en estándares de producción. El problema de optimización fue planteado como la minimización del peso de la estructura, sujeto a restricciones de tensión y requerimientos de servicialidad. Los autores resolvieron cada ejemplo 30 veces de manera independiente y fue considerado un máximo de 1000 iteraciones como el criterio de parada. Para cada algoritmo consideraron una población de 20 partículas. Los algoritmos fueron codificados en MATLAB y las estructuras fueron analizadas usando un método propio de los autores. De los resultados obtenidos los autores concluyen que el algoritmo MDVCUVPS obtiene mejores resultados.

4. Análisis de resultados

En la bibliografía consultada, los autores se enfocan en presentar nuevas herramientas, metodologías o técnicas de mejora para los algoritmos. Un total de 28 artículos fueron analizados en cuanto a la técnica heurística empleada, tipo de optimización, función objetivo, variables de diseño y restricciones para la formulación del problema. Dentro de las técnicas heurísticas, se encontró que los algoritmos principalmente usados son: Algoritmos Genéticos, Recocido Simulado, Enjambre de Partículas y otras técnicas basadas en fenómenos de la naturaleza, como FA, BSA, WWO, CBO y VPS. Como resultado, se obtuvo que Algoritmos Genéticos tiene la mayor proporción de utilización en la optimización de torres de celosía, pues ocupa un 35,71% de las aplicaciones (Figura 3).

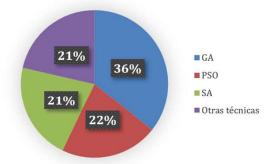


Figura 3: Proporción de las técnicas heurísticas utilizadas por los autores

El factor decisivo para la optimización del diseño es la definición de la función objetivo. En dependencia de la cantidad de objetivos que persigan en el proceso de optimización, los autores utilizan funciones multiobjetivos o mono-objetivos, siendo estas últimas las que ocupan mayor porciento de aplicación (Figura 4).

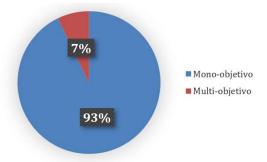


Figura 4: Proporción de las funciones objetivos utilizadas por los autores según cantidad de objetivos.

Según el mecanismo inherente del problema, los autores formulan diferentes funciones objetivo: peso, costo, desplazamiento de uniones a tierra. El porciento más elevado lo ocupa la optimización del peso de la torre, que constituye un 89,29 %, lo cual representa una gran diferencia con respecto a las demás funciones objetivo definidas en la bibliografía.

Con respecto al tipo de optimización, se encontró que un mayor porciento de los autores optimiza de forma combinada el tamaño y la forma de las estructuras, aunque un porciento similar utilizan la optimización de tamaño y la combinación de los tres tipos de optimización (Figura 5). En algunas de estas investigaciones se realiza primeramente la optimización de tamaño, o de tamaño y forma, y luego se optimiza la topología o se efectúan los tres tipos combinados para comparar los resultados [29, 38, 42].

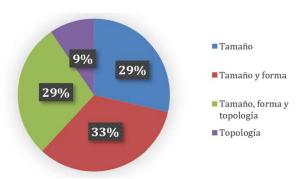


Figura 5: Proporción de los tipos de optimización utilizados por los autores

5. Conclusiones

La tendencia mundial en la optimización del diseño estructural de torres auto soportadas apunta al empleo de técnicas heurísticas de optimización, que buscan la reducción de la población y lograr la convergencia en un menor número de iteraciones. En esta investigación se consultaron 28 artículos orientados a evaluar el desempeño de las técnicas heurísticas con alguna modificación, o compararlas con otras técnicas, para lo cual los autores utilizan funciones de prueba. Se evidenció que las técnicas más empleadas por los autores en el campo de la optimización de torres son Algoritmos Genéticos (AG), Recocido Simulado (SA) y Enjambre de Partículas (PSO). Para la optimización del diseño de torres de celosía, Algoritmos Genéticos constituye la técnica más empleada, la cual ocupa un 35,71%. Con respecto al tipo de optimización, el porciento de utilización de la optimización de tamaño y forma es similar al de los autores que emplean solo la de tamaño y la combinación de los tres tipos de optimización, aunque se encontró que un mayor porciento de los autores optimiza de forma combinada el tamaño y la forma de las estructuras (33%). El peso de la torre constituye la función objetivo que más optimiza en las investigaciones consultadas (89,29%).

- [1] A. Mortazavi, "Large-scale structural optimization using a fuzzy reinforced swarm intelligence algorithm," *Advances in Engineering Software*, vol. 142, p. 102790, 2020/04/01/2020.https://doi.org/10.1016/j.advengsoft. 2020.102790
- [2] L. Hanssen, "A Computer Program System for Design of Power Transmission Towers," Norges tekniske hoegskole trondheim selskapet for industriell og teknisk, 1981.
- [3] K. Majid and X. Tang, "The optimum design of pin-jointed space structures with variable shape," *Structural Engineer*, vol. 62, pp. 31-37, 1984.
- [4] D. J. Sheppard and A. C. Palmer, "Optimal design of transmission towers by dynamic programming," *Computers and Structures*, vol. Vol.2, pp. pp. 455–468, (1972).
- [5] P. P. Raj and S. O. Durrant, "Optimum structural design by dynamic programming," *Journal of the Structural Division*, vol. 102, no. 8, pp. 1575-1589, 1976.
- [6] O. Bozorg-Haddad, "Advanced optimization by nature-inspired algorithms," (Studies in Computational Intelligence 720). Singapore: Springer, 2018, p.^pp. Pages.
- [7] A. Kaveh and M. I. Ghazaan, "Metaheuristic Algorithms for Optimal Design of Real-Size Structures," Springer International Publishing AG, part of Springer Nature 2018, pp. 123-137, 2018.https://doi.org/10.1007/978-3-319-78780-0-8
- [8] S. Mirjalili and A. Lewis, "The Whale Optimization Algorithm," Advances in Engineering Software, vol. 95, pp. 51-67, 2016/05/01/ 2016.https://doi.org/10.1016/j.advengsoft. 2016.01.008
- [9] C. Millán-Páramo, "Diseño óptimo de armaduras empleando optimización con ondas del agua," *INGE CUC*, vol. 13, pp. pp. 102-11, 2017.http://dx.doi.org/10.17981/ingecuc.1 3.2.2017.11.
- [10] S. Datta, S. Roy, and J. P. Davim, "Optimization Techniques: An Overview," in *Optimization in Industry: Present Practices and Future Scopes*, S. Datta and J. P. Davim, Eds. Cham: Springer International Publishing, 2019, pp. 1-11.

- [11] S. Sánchez Caballero, "Optimización estructural y topológica de y estructuras morfológicamente no definidas mediante Algoritmos Genéticos," Doctoral, Departamento de Ingeniería Mecánica y de Materiales, Universiad Politécnica de Valencia España, 2012.
- [12] P. W. Christensen and A. Klarbring, "Introduction," in *An Introduction to Structural Optimization*Dordrecht: Springer Netherlands, 2009, pp. 1-7.
- [13] P. Siarry, "Metaheuristics." Cham (Switzerland): Springer, 2016, p.^pp. Pages.
- [14] C. W. Carrol, "The Created Response Surface Technique for Optimizing Nonlinear Restrained Systems."
- [15] K. Sörensen, M. Sevaux, and F. Glover, "A History of Metaheuristics," in Handbook of Heuristics, R. Martí, P. M. Pardalos, and M. G. C. Resende, Eds. Cham: Springer International Publishing, 2018, pp. 791-808.
- [16] L. Jacobson and B. Kanber, *Genetic algorithms in Java basics*. New York (USA): Apress Media, 2015.
- [17] S. R. Sony and M. Airin, "Optimization of Transmission Tower using Genetic Algorithm," *International Journal of Science and Research (IJSR)* vol. 5, no. 9, 2016.
- [18] R. K. Ursem, "Models for evolutionary algorithms and thei rapplications ins ystem identification and control optimization," Department of Computer Science, University of Aarhus, Denmark, April 1, 2003, 2003.
- [19] J. H. Holland, "Genetic Algorithms and Adaptation," in *Adaptive Control of Ill-Defined Systems*, O. G. Selfridge, E. L. Rissland, and M. A. Arbib, Eds. Boston, MA: Springer US, 1984, pp. 317-333.
- [20] J. H. Holland, "Reproductive Plans and Genetic Operators," in Adaptation in Natural and Artificial Systems: An Introductory Analysis with Applications to Biology, Control, and Artificial Intelligence: MIT Press, 1975, pp. 89-120.
- [21] F. Glover and G. A. Kochenberger,
 "Handbook of Metaheuristics of
 International Series in Operations
 Research & Management Science."
 Kluwer Academic
 Publishers/Springer,NewYork, 2003,
 p.^pp. Pages.

- [22] S. Kirkpatrick, "Optimization by simulated annealing: Quantitative studies," *Journal of Statistical Physics,* vol. 34, no. 5, pp. 975-986, 1984/03/01 1984.10.1007/BF01009452
- [23] R. Eberhart and J. Kennedy, "A new optimizer using particle swarm theory," in MHS'95. Proceedings of the Sixth International Symposium on Micro Machine and Human Science, 1995, pp. 39-43.
- [24] S. Sanchez-Caballero, M. Á. Sellés Cantó, R. Pla-Ferrando, and M. Peydro, "Nuevas técnicas de optimización de estructuras," *3C Tecnología*, vol. 1, no. 3, pp. 1-19, 2012.
- [25] Y. Shi and R. Eberhart, "A modified particle swarm optimizer," in 1998 IEEE International Conference on Evolutionary Computation Proceedings. IEEE World Congress on Computational Intelligence (Cat. No.98TH8360), 1998, pp. 69-73.
- [26] K. Deb and S. Gulati, "Design of truss-structures for minimum weight using genetic algorithms," *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 37, no. 5, pp. 447-465, 2001/05/01/2001.https://doi.org/10.1016/S0168-874X(00)00057-3
- [27] P. Sivakumar, A. Rajaraman, G. Samuel Knight, and D. Ramachandramurthy, "Object-oriented optimization approach using genetic algorithms for lattice towers," *Journal of computing in civil engineering,* vol. 18, no. 2, pp. 162-171, 2004.
- [28] W. Tang, L. Tong, and Y. Gu, "Improved genetic algorithm for design optimization of truss structures with sizing, shape and topology variables," vol. 62, no. 13, pp. 1737-1762,
 - 2005.https://doi.org/10.1002/nme.1244
- [29] H. Rahami, A. Kaveh, and Y. Gholipour, "Sizing, geometry and topology optimization of trusses via force method and genetic algorithm," *Engineering Structures*, vol. 30, no. 9, pp. 2360-2369, 2008/09/01/2008.https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.012
- [30] M. Özakça, A. Mohammed, and N. Taysi,
 "OPTIMAL DESIGN OF TRANSMISSION
 TOWERS USING GENETIC
 ALGORITHM," SDU International
 Technologic Science, vol. 4, pp. 115-123,
 11/01 2012. :
 https://www.researchgate.net/publication/
 268214533
- [31] R. Belevičius, D. Jatulis, and D. Šešok,

- "Optimization of tall guyed masts using genetic algorithms," *Engineering Structures*, vol. 56, pp. 239-245, 2013/11/01/
 2013.https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2 013.05.012
- [32] P. F. Sun, J. S. Arora, and E. J. Haug, "FAIL-SAFE OPTIMAL DESIGN OF STRUCTURES," Engineering Optimization, vol. 2, no. 1, pp. 43-53, 1976/01/01 1976.10.1080/03052157608960596
- [33] P. A. A. Magalhães, T. S. Ferreira, A. C. D. A. Junior, O. A. De, C. Filho, and C. A. Magalhães, "Structural analysis and structural optimization of self supporting truss towers to support a large wind turbine," *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, vol. 4, pp. 341-359, 2014.
- [34] W. E. Chunming, S. U. Tingting, M. A. Bin, and G. Jing, "Research on the Optimal Layout of High-strength Steel in the Transmission Tower," *Physics Procedia*, vol. 33, pp. 619-625, 2012/01/01/ 2012.https://doi.org/10.1016/j.phpro.2012.05.112
- [35] A. Khodadadi and P. V. Bueleow, "Form Exploration and GA-Based Optimization of Lattice Towers Comparing with Shukhov Water Tower," "Shells, Membranes and Spatial Structures: Footprints" 2014.
- [36] L. Lamberti, "An efficient simulated annealing algorithm for design optimization of truss structures," *Computers & Structures*, vol. 86, no. 19, pp. 1936-1953, 2008/10/01/2008.https://doi.org/10.1016/j.compstruc. 2008.02.004
- [37] S. Martínez, J. París, I. Colominas, F. Navarrina, and M. Casteleiro, "Optimización mixta de estructuras de transporte de energía: aplicación del algoritmo de recocido simulado," Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, vol. 30, no. 2, pp. 121-135, 2014/04/01/2014.https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013. 02.003
- [38] I. Couceiro, J. París, S. Martínez, I. Colominas, F. Navarrina, and M. Casteleiro, "Structural optimization of lattice steel transmission towers," Engineering Structures, vol. 117, pp. 274-286, 2016/06/15/2016.https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.005

- [39] C. Tort, S. Şahin, and O. Hasançebi, "Optimum design of steel lattice transmission line towers using simulated annealing and PLS-TOWER," *Computers & Structures*, vol. 179, pp. 75-94, 2017/01/15/2017.https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2016.10.017
- [40] M. P. Saka, O. Hasançebi, and Z. W. Geem, "Metaheuristics in structural optimization and discussions on harmony search algorithm," Swarm and Evolutionary Computation, vol. 28, pp. 88-97, 2016/06/01/
 2016.https://doi.org/10.1016/j.swevo.2016.0
- I. Couceiro, J. París, S. Martínez, F. [41] Navarrina, and I. Colominas, "Computer software for analysis and design optimization of power transmission structures by simulated annealing and sensitivity analysis," Engineering Computers, vol. 37, no. 4, pp. 3649-3663, 2021.10.1007/s00366-020-2021/10/01 01022-x
- [42] G.-C. Luh and C.-Y. Lin, "Optimal design of truss-structures using particle swarm optimization," *Computers & Structures*, vol. 89, no. 23, pp. 2221-2232, 2011/12/01/2011.https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2011.08.013
- [43] S. Gholizadeh, "Layout optimization of truss structures by hybridizing cellular automata and particle swarm optimization," *Computers & Structures*, vol. 125, pp. 86-99, 2013/09/01/2013.https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2013.04.024
- [44] A. Kaveh, T. Bakhshpoori, and E. Afshari, "An efficient hybrid Particle Swarm and Swallow Swarm Optimization algorithm," *Computers & Structures,* vol. 143, pp. 40-59, 2014/09/01/2014.https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.07.012
- [45] K. S. Lee and Z. W. Geem, "A new structural optimization method based on the harmony search algorithm," *Computers &*

- Structures, vol. 82, no. 9, pp. 781-798, 2004/04/01/ 2004.https://doi.org/10.1016/j.compstruc.20 04.01.002
- [46] S. O. Degertekin, "Improved harmony search algorithms for sizing optimization of truss structures," *Computers & Structures*, vol. 92-93, pp. 229-241, 2012/02/01/ 2012.https://doi.org/10.1016/j.compstruc.20 11.10.022
- [47] H. M. Gomes, "Truss optimization with dynamic constraints using a particle swarm algorithm," *Expert Systems with Applications*, vol. 38, no. 1, pp. 957-968, 2011/01/01/
 2011.https://doi.org/10.1016/j.eswa.2010.07
- [48] R. Sedaghati, "Benchmark case studies in structural design optimization using the force method," *International Journal of Solids and Structures*, vol. 42, no. 21, pp. 5848-5871, 2005/10/01/2005.https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2005.0 3.030
- [49] H. Cao, X. Qian, Z. Chen, and H. Zhu, "Enhanced particle swarm optimization for size and shape optimization of truss structures," *Engineering Optimization*, vol. 49, no. 11, pp. 1939-1956, 2017/11/02 2017.10.1080/0305215X.2016.1273912
- [50] I. N. Tsiptsis, L. Liimatainen, T. Kotnik, and J. Niiranen, "Structural optimization employing isogeometric tools in Particle Swarm Optimizer," *Journal of Building Engineering*, vol. 24, p. 100761, 2019/07/01/2019.https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100761
- [51] R. R. d. Souza, L. F. Fadel Miguel, R. H. Lopez, L. F. F. Miguel, and A. J. Torii, "A procedure for the size, shape and topology optimization of transmission line tower structures," *Engineering Structures*, vol. 111, pp. 162-184, 2016/03/15/2016.https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.12.005

Revisión Bibliográfica Sobre Ensayos A Compresión En Prismas De Mampostería

Bibliographical Review On Compression Tests On Masonry Prisms

Autores

Erick Cuza Bayón¹, Orlando Reyes Viñas², Nelson Fundora Sautié³, Janet Otmara Martínez Cid⁴

- ¹ Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, <u>E-mail: cuzaerick@gmail.com</u>
- ² Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, E-mail: oreyesv@civil.cujae.edu.cu
- ³ Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, E-mail: nelsonfs@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: <u>jcid@civil.cujae.edu.cu</u>

RESUMEN

Las estructuras de mampostería han sido utilizadas para la construcción de edificaciones desde tiempos remotos. En Cuba, el empleo de esta tipología constructiva está ampliamente difundida, llegándose a construir edificaciones de hasta seis niveles. La resistencia a compresión del muro de mampostería constituye la característica fundamental a evaluar para el diseño de la mampostería estructural. Para estimar esta propiedad, usualmente se llevan a cabo ensayos a prismas. Estos ensayos constituyen la base de las expresiones empíricas reflejadas en la mayoría de las normativas. Sin embargo, no existe documentación nacional que regule la realización de dichos ensayos. Por tal razón, en el presente trabajo se presenta una revisión de la literatura afín a los ensayos de compresión simple de prismas de mampostería, particularmente, los de unidades de bloques de hormigón, por ser la unidad mampostería utilizada de más actualidad. Los resultados de la revisión permiten establecer parámetros como la altura mínima de los prismas, la temperatura de almacenamiento, edad para ensayar los prismas, equipamiento, protocolo de aplicación de la carga y expresiones para determinar la resistencia a compresión a partir de ensayos experimentales. Además, se establece que la falla por agrietamiento vertical es la causa más común del fallo de los prismas.

Palabras claves: bloques de hormigón, ensayo a compresión, mampostería, prisma.

ABSTRACT

Masonry structures have been used for the construction of buildings since ancient times. In Cuba, the use of this constructive typology is widespread, reaching the construction of buildings of up to six levels. The compressive strength of the masonry wall is the fundamental characteristic to be evaluated for the design of the structural masonry. To estimate this property, prism tests are usually carried out. These tests constitute the basis of the empirical expressions reflected in most regulations. However, there is no national documentation that regulates the performance of such tests. For this reason, this paper presents a review of the literature related to the simple compression tests of masonry prisms, particularly those of concrete block units, as it is the most widely used masonry unit today. The results of the review allow establishing parameters such as the minimum height of the prisms, storage temperature, age to test the prisms, equipment, load application protocol and expressions to determine the compressive strength from experimental tests. Furthermore, it is established that vertical cracking failure is the most common cause of failure of prisms..

Keywords: concrete blocks, compression test, masonry, prism

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2022 Aceptado: Marzo 2022

1. Introducción

La estructura de mampostería está definida, de forma general, como una construcción compuesta por unidades o piezas naturales o moldeadas, por lo general suficientemente pequeñas para que puedan ser manipuladas por una persona y adheridas mediante conglomerantes o elementos de agarre mecánico, que posteriormente formarán parte de la estructura resistente [1-3].

La mampostería ha sido ampliamente empleada a nivel mundial por lo que cuenta con varias normas que regulan los métodos de cálculo, propiedades físico mecánicas y disposiciones constructivas [4-6]. En cuba, esta técnica es considerada tradicional empleándose fundamentalmente, los bloques de hormigón para la construcción de los muros estructurales en de edificaciones de hasta 6 niveles en su mayoría destinadas a viviendas, incluso ubicadas en la zona oriental clasificada como de alto riesgo sísmico [7]. El ensayo a compresión de la mampostería constituye la vía más precisa para la estimación de la propiedad más importante del muro de mampostería: la resistencia a compresión [8, 9].

En general, existen tres tipos de muestras de bloques a considerar en los ensayos: prismas, muretes y muros (figura 1). Los prismas de bloques constituyen una serie de bloques, uno encima del otro, con capas de mortero entre ellos. El murete de bloques es un muro pequeño con varias hiladas de bloque. El ancho del murete habitualmente consiste en 3 o más bloques. Usualmente el murete contiene más unidades de mampostería que el prisma. Los muretes tienen un desempeño más realista que los prismas debido a que contienen cierto número de juntas perpendiculares. Por otra parte, un muro de bloques constituye una pared de dimensiones comparables a las reales [10]. Evidentemente, el costo de los prismas es el menor de los tres tipos de especímenes. Por tal razón, numerosos investigadores utilizan los prismas para estudiar el comportamiento y las formas de fallo de la mampostería [10-16].

Es de suma importancia la adecuada preparación y ejecución de los ensayos experimentales con el fin de garantizar resultados representativos de las muestras analizadas. En cuba no existe documentación que brinde especificaciones para llevar a cabo estos ensayos, por tal motivo, en este trabajo se presenta una revisión de la literatura relacionada a los ensayos de compresión simple de prismas de mampostería, particularmente, los de unidades de bloques de hormigón, por ser la unidad de mampostería más utilizada en la actualidad para la construcción de muros estructurales.







Figura 1: Tipos de muestras. (a) Prisma de bloques [16]. (b) Murete de ladrillos [17]. (c) Muro de bloques [11]

2. Propiedades de la mampostería

La mampostería está formada, fundamentalmente, por dos elementos: la unidad de mampostería y el mortero [18]. La mampostería, además, puede estar macizada con hormigón fluido, ya sea solo o con presencia de acero de refuerzo. En este epígrafe se presentan las características fundamentales de los elementos constituyentes de la mampostería.

2.1. Unidades de mampostería

Las unidades de mampostería se pueden encontrar en las más diversas formas, tamaños, materiales, terminaciones y texturas [13, 19-21]. Los tipos de unidades más comunes, usualmente rectangular, son los ladrillos de arcilla, azulejos de arcilla, bloques de hormigón, bloques de hormigón aligerados, los ladrillos de suelo-limo y las piedras naturales [20].

Se define como bloque de hormigón a toda pieza prefabricada a base de cemento, agua, áridos finos y/o gruesos, naturales y/o artificiales, con o sin aditivos, incluidos pigmentos, cuya forma es sensiblemente ortoédrica y sin armadura alguna [4, 22, 23].

Pueden presentar en disímiles formas que responden a una función específica como los bloques para cerramento, con aberturas que permitan la colocación de acero horizontal en muros reforzados o medios bloques empleados como matajuntas. Estos pueden ser, además, macizos o ahuecados. Cada una de las variantes responde a un uso en específico [19, 24, 25] (Figura 2).

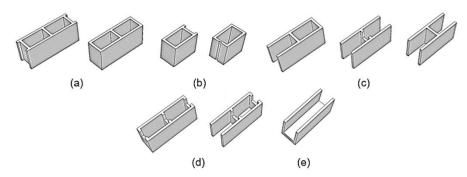


Figura 2: Tipos de bloques de hormigón más comunes. (a) Unidad básica. (b) Mitad (unidad de longitud reducida). (c) Con terminales abiertos. (d) Para colocación de acero horizontal. (e) Cerramento.

Las dimensiones nominales deben adaptarse a los valores normados por los reglamentos de cada país. En la Tabla 1 se presentan los valores establecidos por la normativa cubana [22]. En esta tabla, l es la longitud, b el ancho y h la altura.

Tipo de bloque	$l(\pm 3 mm)$	$b (\pm 3 mm)$	$h(\pm 3 mm)$		
1	495	200			
· ·	395	200			
ш	495	150			
,II,	395	150	195		
III	495	100	195		
""	395	100			
IV	495	65			
IV	395	03			

Tabla 1: Dimensiones principales y tolerancias admisibles [22]

En cuanto a los índices físico-mecánicos en la Tabla 2 se reflejan los tipos de bloques adoptados por la norma cubana [22]. La resistencia mínima a compresión del bloque para muros portantes debe ser de 5,0 MPa (Bloque Tipo II).

	Resistencia a la compresión				
Tipo de bloque	Mínima a los 7 días	Mínima a los 7 días Absorción máxima			
	MPa	%	MPa		
I	5,6	8,0	7,0		
II	4,0	10,0	5,0		
III	2,0	-	2,5		
IV	2,0	-	2,5		

Tabla 2: Índices físico-mecánicos [22].

Para determinar la resistencia a compresión de los bloques se lleva a cabo el ensayo a compresión simple de los mismos. En este ensayo, básicamente, se le aplica la carga al bloque de forma continua, hasta la mitad de la carga máxima de fallo esperada. Posteriormente se aplica la carga restante en un rango de 1 a 2 minutos [26, 27].

Otra propiedad fundamental a medir en los bloques es la absorción. Esta describe la cantidad de agua que un bloque puede mantener una vez saturado. Para un determinado diseño de mezcla, proceso de elaboración y curado, las variaciones en la absorción pueden indicar la presencia de materiales deteriorados en la mezcla, la calidad de la mezcla, el índice de compactación y el volumen de vacíos en el bloque, parámetros que reflejan las variaciones en la resistencia a compresión, resistencia a tracción, durabilidad, problemas en los procedimientos de laboratorio y otras causas.

Estudios demuestran una relación directa entre el contenido de humedad del bloque, la temperatura de secado y el tiempo de secado con respecto a su resistencia a compresión [28].

En la Tabla 3 se presenta un resumen de la resistencia mínima a compresión del bloque, para muros portantes, a partir de las normativas consultadas.

Tabla 3: Tabla resumen. Resistencia a compresión mínima del bloque para muros portantes según normativas consultadas

Norma	Resistencia mínima a compresión (MPa)
NC-247, 2010 [22]	5,0
ASTM-C55, 2001 [29]	13,8
CIRSOC-501, 2007 [30]	13,0
IBC, 2018 [2]	13,8
NTP-E.070, 2006 [4]	4,9
NEC-SE-MP, 2014 [6]	13,8
RNC-MP-001, 2017 [5]	10,6
UBC, 1997 [31]	11,7

2.2. Mortero

Los morteros de albañilería son una mezcla plástica de uno o varios conglomerantes minerales, áridos, agua y pueden tener adiciones y/o aditivos. En función del lugar de colocación los morteros se clasifican en morteros de revestimientos o repellos y morteros de colocación [31, 32]. Estos últimos serán el tipo de mortero de interés de este trabajo.

Históricamente, los morteros han sido elaborados a partir de gran variedad de materiales. Se ha utilizado: barro común, tierra con cenizas y arena con limo, entre otros. En la actualidad, los morteros están compuestos por materiales cementicios y arena bien graduada [19]. El conglomerante más generalizado para la construcción de obras de albañilería es el cemento, el cual será el empleado en este estudio.

Los morteros de albañilería se utilizan para la colocación y unión de las unidades de mampostería brindándoles un asiento para buscar el nivel adecuado y la correcta colocación de las mismas, además, proveen resistencia a la compresión y a cortante del muro. Este permite cierto movimiento y elasticidad entre las unidades y asumen las inevitables irregularidades de las piezas de mampostería [19, 20, 24, 25]. Las propiedades de los morteros se dividen en: propiedades en estado fresco y propiedades en estado endurecido, a continuación, estas son descritas de forma resumida.

Propiedades en estado fresco

Las propiedades en estado fresco reflejadas en la norma cubana NC 175 [32] son la laborabilidad, retención de agua y tiempo de utilización.

La laborabilidad es la propiedad más importante del mortero fresco. El mortero laborable facilita la colocación de las piezas de albañilería y es más fácil de aplicar a las paredes y juntas. La laborabilidad se mide en el laboratorio por medio de la fluidez, la cual indica el aumento del diámetro producido en una muestra de mortero fresco moldeado en un molde tronco-cónico de dimensiones determinadas. La fluidez recomendada para los morteros de albañilería y determinada por la NC 170 [33] es de 190 mm \pm 5 mm de diámetro.

Según la NC 175 [32] se define como retención de agua a la capacidad de un mortero de mantener su laborabilidad cuando éste ha sido sometido a la succión de las unidades de albañilería y al proceso de evaporación. Este parámetro puede incrementarse al aumentar el contenido de cal o aire en el mortero y utilizando aditivos retenedores de agua. La capacidad de retención de agua se determina por la NC 169 y no será menor del 90% [32].

Por otra parte, se establece como tiempo de utilización al tiempo durante el cual el mortero tiene suficiente laborabilidad para ser manipulado sin necesidad de adición de agua [32].

Propiedades en estado endurecido

En el caso de las propiedades en estado endurecido, destacan la resistencia a flexión y compresión, resistencia a la adherencia por tracción perpendicular, durabilidad y la eflorescencia [19, 32].

La resistencia a compresión a los 28 días se utiliza habitualmente como criterio principal para seleccionar el tipo de mortero, debido a que es relativamente fácil de medir y usualmente se relaciona con otras propiedades como la adherencia y absorción del mortero.

Esta propiedad es determinada por la NC 173 [32]. La Tabla 1.5, presenta los tipos de morteros en función de la resistencia a la compresión y la adherencia a los 28 días. Esta tabla es una fracción de la Tabla 1 de la NC 175.

Tabla 4: Propiedades mecánicas de los morteros de albañilería [32]

Tipos de morteros	Resistencia a la compresión a los 28 días (MPa)	Adherencia a los 28 días (MPa)
1	2,4	0,15 ± 0,05
II	3,5	0,25 ± 0,05
III	5,2	$0,40 \pm 0,05$
IV	8,9	0,50 ± 0,05
V	12.4	0.65 ± 0.05

La NC 175 recomienda los morteros tipo I y II para fines no estructurales, y para fines estructurales los restantes [32]. La norma americana ASTM C270 establece una forma diferente de clasificación para los morteros de albañilería en función de los tipos de uso que se requieran. La Tabla 5 se elaboró a partir de las tablas X1.1 y 2 de la ASTM C270 [34].

Tabla 5: Tipos de morteros en función del uso. Especificaciones de propiedades [34]

Tipo de mortero		Uso	Resistencia media a la compresión a los 28 días (MPa)	Retención de agua mínima (%)	Contenido de aire mínimo (%)	
Mampostería sujeta a elevadas cargas a compresión, severa acción de las heladas, elevadas cargas laterales originadas por presiones de tierra, viento de huracanes o sismos. S Estructuras que requieran alta resistencia a la adherencia por flexión. Uso general de la mampostería. Construcción de sótanos residenciales. Paredes interiores y particiones. Mampostería para enchapes y particiones no estructurales.		17,23	75	12		
			12,41	75	12	
		Construcción de sótanos residenciales. Paredes interiores y particiones. Mampostería para enchapes y	5,17	75	14	
	Muros no portantes y tabiques divisorios. Mampostería para la retención de suelos con resistencia a la compresión efectiva que no exceda los 0,68 MPa (100 psi).	2,41	75	14		

La norma ASTM C270 [41] establece además en la tabla X1.1 una guía para la selección de los morteros para la mampostería. De forma general, el mortero tipo "O" no puede ser utilizado para muros portantes, mientras que el tipo "N" no puede ser utilizado como parte de sistemas resistentes contra cargas laterales [19].

La adherencia es posiblemente la propiedad más importante del mortero en estado endurecido. Se considera como la capacidad o propiedad de la capa de mortero de permanecer fija al sustrato después de haber endurecido. La adherencia depende directamente de las características del mortero, del sustrato, la técnica de aplicación y las condiciones climáticas. El mecanismo de adherencia del mortero depende de la ocurrencia, en la etapa plástica, de la penetración de la mezcla por capilaridad dentro de las cavidades de la superficie absorbente del sustrato [35]. La adherencia se determina de acuerdo a lo establecido en NC 172 [32].

Como parte de las características del mortero que influyen en la adherencia se encuentran la proporción de los materiales, la granulometría, reología y la presencia de aditivos. En el caso del sustrato, las variables que afectan directamente la adherencia son la capilaridad, la absorción y la rugosidad de la superficie. En el proceso de aplicación del mortero, el tratamiento de la superficie, la energía de aplicación, la calidad de la mezcla, el tipo de aplicación y el proceso de curado, constituyen factores de incidencia directa en la propiedad analizada. Con respecto a las condiciones climáticas, el mortero puede estar sometido a cambios de temperatura, humedad relativa del aire y el viento [32, 35-37].

En la Tabla 6 se presenta un resumen de la resistencia mínima a compresión del mortero, para muros portantes, a partir de las normativas consultadas.

 Tabla 6: Tabla resumen. Resistencia a compresión mínima del mortero estructural según normativas

 consultadas

Norma	Resistencia mínima a compresión (MPa)
NC 175, 2002 [32]	5,20
IBC, 2018 [2]	5,17
NEC-SE-MP, 2014 [6]	5,17
RNC-MP-001, 2017 [5]	5,70
UBC, 1997 [31]	6,20

2.3. Hormigón fluido o grout

El macizado de la mampostería se realiza por medio del llenado de los huecos de las unidades con lo que se denomina usualmente como hormigón fluido o grout.

La norma de mampostería de Nicaragua define el grout como una mezcla de alta fluidez compuesta de materiales cementantes, agregados y agua, colocado dentro de los huecos de la mampostería. Especifica además, que la principal función del grout es lograr que el refuerzo insertado en los huecos trabaje de manera monolítica con la mampostería [5].

La norma cubana NC 774 [3], denomina al grout como "hormigón de relleno" y expone que este debe cumplir con lo establecido en la norma de especificaciones del hormigón hidráulico, NC 120 [3]. En el apartado 5.3.2 de esta norma, se definen especificaciones en cuanto a la resistencia característica a compresión mínima, el tamaño máximo del árido, asentamiento y el uso de aditivos.

En el caso de la resistencia a compresión mínima del grout, las normativas [2, 4, 5, 38, 39] establecen el valor de 13,7 MPa. Sin embargo, la norma australiana AS-3700 especifica que la resistencia característica del grout debe ser igual o mayor que la resistencia a compresión de la mampostería. Por su parte, ASTM C476, detalla que la resistencia del hormigón fluido no debe ser menor que las de las unidades de hormigón de la mampostería. Por otro lado, la norma cubana NC 774 precisa que la resistencia característica a compresión mínima debe ser de 15 MPa si no va reforzado y de 20 MPa si es reforzado.

La norma europea [18] divide el grout en cinco clases en función de las resistencias características a compresión (f_{ck}) y a cortante (f_{cvk}) , las cuales son medidas a los 28 días a través de ensayos a compresión de probetas cilíndricas o cúbicas. Se establece, además que la clase del grout no debe ser menor de la denominada C12/15 (Tabla 7); siendo para esta clase la resistencia mínima a compresión de 12 MPa y a cortante de 0,27 MPa.

Tabla 7: Clasificación de los hormigones fluidos según [18]

Clase	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 o mayor
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25
f_{cvk} (MPa)	0,27	0,33	0,39	0,45

El reglamento argentino [30] establece como resistencia mínima del hormigón de relleno, la resistencia del muro, no obstante, establece un valor máximo de resistencia del grout de 34 MPa. En el caso del diseño, recomienda adoptar como resistencia del grout, la misma que la del muro de mampostería. En la Tabla 8 se presenta un resumen de la resistencia mínima del grout según las normativas consultadas.

Tabla 8: Tabla resumen. Resistencia a compresión mínima del hormigón de relleno según las normas consultadas

Norma	Resistencia mínima a compresión (MPa)
NC-774, 2012 [3]	15,0 (no reforzado)
	20,0 (reforzado)
ASTM-C476, 2010 [39]	13,7
AS 3700,2017 [1]	f_m'
CIRSOC-501, 2007 [30]	$f_m' \le f_{cr}' \le 34$
EN-1996-1-1, 2005 [18]	12,0
IBC, 2018 [2]	13,7
NTP E.070, 2006 [4]	13,7
NEC-SE-MP, 2014 [6]	$1.2f'_m \le f'_{cr} \le 1.5f'_m$
NEC-SE-MF, 2014 [6]	$f_{cr}^{\prime}\geq10$
RNC-MP-001, 2017 [5]	13,7
UBC, 1997 [31]	13,8

Donde:

 f_{cr}' : Resistencia a compresión del hormigón de relleno o grout.

 f_m' : Resistencia a compresión de la mampostería.

3. Ensayo a compresión uniaxial. Especificaciones

La resistencia a la compresión de la mampostería usualmente se determina por medio del ensayo a compresión de prismas, estandarizado en el ámbito internacional (Figura 1a). El ACI 530 define a los prismas como una construcción de unidades de mampostería y mortero, rellenados con hormigón o sin rellenar, que se utilizan como espécimen de ensayo para determinar las propiedades de la mampostería [38].

Para la elaboración de los prismas varias normas como la NTC-3495 [40], ASTM-C1314 [41], y NTP-399.605 [42] proponen las formas más usuales (Figura 3).

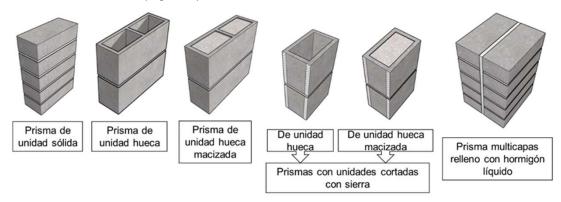


Figura 3: Formas de elaborar los prismas

Además de las formas de elaboración de prismas representadas en la figura anterior, algunos autores utilizan el llamado prisma de enlace continuo (running bond prism) [12, 43]. A diferencia del prisma convencional, este presenta juntas verticales, manteniendo como ancho del prisma, el ancho de un bloque (Figura4).

Figura 4: Prisma de enlace continuo [12]

El ensayo a compresión se lleva a cabo en una máquina universal de compresión, aplicando un ritmo de carga controlado, hasta que el espécimen no admite más carga. Básicamente, el resultado del ensayo se obtiene al dividir la carga entre el área del testigo. Para el caso de prismas de unidades sólidas, se utiliza el área bruta; mientras que para unidades huecas, el área neta [24]. Según Amrhei y Porter [19] el ensayo a compresión es principalmente usado cuando la resistencia de diseño especificada *fin*' se requiere que sea mayor que 10,34 MPa para la mampostería de unidades de hormigón, o 17,92 MPa para la de ladrillos.

Uso del ensayo en investigaciones

El ensayo a compresión es muy utilizado por los investigadores para evaluar la principal propiedad de la mampostería, la resistencia a la compresión. Los resultados de estos ensayos usualmente se emplean para estimar la resistencia del muro de mampostería real, a partir del tipo de bloque y mortero. Por ejemplo, en el artículo [11], los investigadores llevan a cabo un programa de ensayo con el objetivo de determinar la relación de resistencia a compresión entre los bloques, prismas y muros de bloques, utilizando bloques de hormigón de alta resistencia. Entre los resultados obtenidos, muestran que, para propósitos de diseño, la relación de resistencia a compresión muro/prisma es de 0,7. Por otra parte, en el artículo presentado por J. S. Camacho et al. [44], los investigadores evalúan la influencia, en la resistencia a compresión del prisma, del empleo de diferentes tipos de grout y diferentes por cientos de refuerzo. Similar al artículo anterior, R. O. Guedes et al. evalúan la influencia de las propiedades de los bloques de hormigón y el grout en la resistencia a compresión, rigidez y mecanismo de fallo del prisma [45].

Otra aplicación directa de los resultados del ensayo a compresión de prismas es para evaluar la idoneidad de las unidades de mampostería y el mortero, para la construcción de muros portantes. Un ejemplo de esto lo constituye el trabajo de Delgado, Álvarez, Molina y Peralta [46], en el cual se evalúa la viabilidad del empleo de piezas de cerámica recocida, para su utilización en la edificación de viviendas de una región específica. Para ello los autores realizan ensayos a compresión de prismas, estudiando su comportamiento y propiedades. Por otra parte, Jiménez y Beltrán [47] en Costa Rica, a partir de una extensa base de datos, de ensayos a compresión de prismas y bloques de hormigón, examinan la resistencia de los bloques de producción nacional para verificar su cumplimiento según la normativa actual de ese país. Los autores llegan a la conclusión de que el 90 % de los bloques de producción nacional presentan una resistencia a compresión superior a los 10 MPa (medida sobre el área neta).

En la actualidad se evalúa la resistencia a la compresión de la mampostería de numerosas estructuras de carácter histórico y patrimonial, siendo el principal ensayo, el de compresión uniaxial. Para ello se pueden emplear técnicas no destructivas, mínimamente destructivas o destructivas [48]. El ensayo a compresión es ampliamente utilizado por los investigadores para estudiar el comportamiento de los muros de estructuras existentes. En el artículo [49], los autores evalúan la resistencia a compresión de construcciones históricas, particularmente museos, por medio de ensayos no destructivos. Como parte del estudio realizan el ensayo a compresión de 44 especímenes. Otro ejemplo lo demuestra la investigación experimental llevada a cabo por Luso y Lourenco [50], en el cual ensayaron a compresión muestras de muretes de mampostería de piedras naturales simulando construcciones del norte de Portugal. Los muretes fueron ensayados sin inyectar e inyectados con hormigón fluido, para estudiar su comportamiento y comparar ambos, llegando a evidenciar el incremento de la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del muro de piedra, por la inyección del grout, en tres y cinco veces su valor nominal, respectivamente.

Se evidencian, además, investigaciones para determinar la resistencia a compresión y forma de fallo de la mampostería en combinación con otros materiales. R. A. Oliveira et al., en su estudio [51], ensayan prismas con varios tipos de revestimientos, como malla electrosoldada, malla galvanizada, reforzados con malla electrosoldada y galvanizada con conectores, y reforzados con malla electrosoldada y con malla galvanizada. Obtienen resultados que demuestran el incremento en la resistencia del prisma al revestirlo y/o reforzarlo con los diferentes tipos de mallas y revestimientos.

En la actualidad es común utilizar una cantidad mínima de ensayos a compresión uniaxial para implementar modelos numéricos con el fin de estudiar detalladamente el comportamiento de los materiales involucrados en la mampostería, así como el comportamiento en la interface de estos [52-54]. Los ensayos experimentales se utilizan para calibrar y validar el modelo numérico [55]. Posteriormente, con un modelo calibrado y validado, se puede realizar un estudio paramétrico del comportamiento, variando características como, por ejemplo, el espesor de la junta de mortero, el espesor de las paredes del bloque, las propiedades físico-mecánicas de los materiales constituyentes, entre otros [56]. Los modelos numéricos validados a partir de ensayos experimentales permiten predecir el mecanismo de fallo del prisma.

3.1. Construcción del prisma

Los prismas se construyen, en caso de investigación, de acuerdo a los objetivos del programa de ensayos; y si son para control de obra, con la unidad, mortero y características de los que se utilizarán en obra, como son el espesor de la junta, la técnica constructiva, consistencia y tipo de mortero, contenido de humedad y la mano de obra representativa. Los prismas construidos deben ser protegidos y durante su transporte evitar caídas y golpes [5, 6, 24]. Según la literatura consultada, se establece una muestra mínima de tres prismas para cada combinación de materiales y edad de ensayo a la cual se requiere determinar la resistencia a compresión [31, 40-42]. Sin embargo, la norma de Nicaragua RNC-MP-001 establece un mínimo de cinco probetas [5]. Por otra parte, si los bloques tienen pestañas, estrías o nervaduras que se proyectan 12,5 mm o más de la superficie de la unidad, se deben de remover dichos salientes utilizando una sierra [31, 40-42].

Dimensiones

La esbeltez está definida como la relación entre la altura y el espesor del prisma e influye directamente en la resistencia a la compresión del prisma [57]. La altura mínima de los prismas debe ser de 2 unidades con una relación altura-esbeltez entre 1,3 y 5 [19, 40-42, 58]. Sin embargo, en el libro [24], los autores definen igual rango de esbeltez, pero altura mínima de 30 cm. Por otra parte, la altura mínima establecida por la norma de mampostería de Nicaragua RNC-MP-001 es de tres hiladas de unidades de mampostería y el rango de esbeltez del prisma es de 2 a 5 [5]. La norma [6] por su parte coincide en tres unidades de altura mínima, sin embargo, establece que la esbeltez debe ser mayor que 3. En cuanto al espesor del prisma, este debe ser igual al espesor de los muros de la estructura [5, 6].

La longitud del prisma puede ser menor a la longitud de la unidad, con una longitud mínima de 100 mm [41]. Cualquier corte requerido se debe realizar a las unidades, previo a la construcción del prisma [31, 40-42]. Los especímenes de unidades reducidas pueden ser necesitados para el ensayo de unidades de alta resistencia. También, los prismas de longitud reducida son más fáciles de manipular y transportar [19]. En la Figura 5 se representa la forma de realizar los cortes cuando se requieren prismas de longitud reducida.

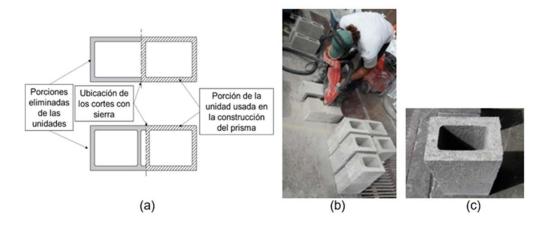


Figura 5: Corte de unidades huecas para la construcción de prismas de longitud reducida. (a) Esquema de corte. (b) Corte con sierra de las unidades [59]. (c) Unidad de longitud reducida [59]

Macizado

Juntas

Cuando los prismas son fabricados para el control de calidad de estructuras, se deben construir prismas al mismo tiempo que se comienza a construir la mampostería en la obra. El macizado se debe realizar al mismo tiempo que se realiza en la obra. La calidad y propiedades del macizado debe ser representativa de la que se utilizará en obra. Si los prismas serán utilizados con otros propósitos, entonces el macizado se debe realizar entre 4 horas y 48 horas después de la construcción del prisma [41, 42]. Sin embargo, la norma [40] establece un rango de 24 horas a 48 horas después de construido el prisma.

El mortero de las juntas del prisma debe ser plano, cubrir completamente el área neta del prisma y debe estar acabado a ras con la superficie de las paredes y tabiques de las unidades [31, 40-42]. Según la norma cubana NC 774 el espesor de las juntas horizontales y verticales de mortero no debe ser menor de 7 mm ni mayor que 13 mm [3].

Almacenamiento y curado

Cada prisma se construye en una bolsa abierta con humedad adecuada, la cual se cierra inmediatamente después de la construcción del prisma para mantener la humedad en este (Figura 6). Los prismas se mantienen almacenados dentro de bolsas impermeables en un área con una temperatura de $240C\pm80C$. Dos días antes del ensayo, los prismas deben removerse de las bolsas y se mantienen almacenados a la misma temperatura. La edad del prisma se define como el tiempo desde la apilación de las unidades, para prismas huecos, y desde el macizado para prismas rellenos [31, 40-42]. Sin embargo, las normas [5, 6] especifican que los prismas construidos en laboratorios se deben almacenar cubriéndolos con polietileno y no serán movidos hasta pasado 14 días de su elaboración. Además, se plantea en estas normativas, que durante las últimas semanas se deben mantener descubiertos bajo las condiciones ambientales del laboratorio. Por otra parte, se precisa que los prismas deben ser ensayados a una edad de 28 días, considerada la edad de referencia.



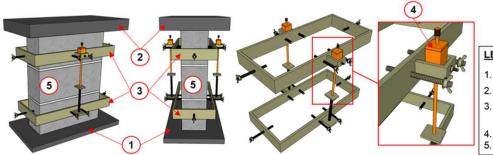


Figura 6: Construcción y almacenamiento del prisma [59]

3.2.1. Instrumentación

Dispositivos de medición

Usualmente el desplazamiento se mide por medio de defómetros, colocados en el sentido longitudinal del prisma, en cada una de las caras. La precisión de los defómetros debe ser de al menos 0,02 mm y deben colocarse de forma tal que midan el desplazamiento relativo entre los extremos superior e inferior, a lo largo de la longitud del prisma [5, 60]. A partir del esquema de instrumentación propuesto en la norma [5], en el Anexo A, y de la instrumentación utilizada por Sánchez [59] en sus ensayos, se elaboró la Figura 7. El marco de sujeción del dispositivo de medición de la deformación, se fija al prisma por medio de los tornillos que se visualizan en la figura. El defómetro mide el desplazamiento relativo entre el marco de sujeción superior e inferior.



LEYENDA

- 1. Placa de apoyo inferior.
- 2. Placa de apoyo superior.
- Marcos de sujeción de los dispositivos de medición al prisma.
- 4. Defómetro (LVDT).
- . Prisma.

Figura 7: Instrumentación del prisma para la medición de la deformación.

Equipo de aplicación de la carga

El ensayo se lleva a cabo en una máquina universal de compresión. Un ejemplo de este tipo de equipos son los empleados por D. F. Leal et. al [61] en sus ensayos experimentales. Los investigadores utilizaron la Instron 300 HVL y la Instron 8506 para ensayar prismas y muretes, respectivamente. En la Figura 8 se aprecian ambas máquinas y un detalle de la placa de distribución de carga de la primera de ellas.

La norma mexicana de mampostería establece que la máquina de ensayos debe tener la capacidad de carga suficiente, así como la velocidad de carga especificada, sin producir impactos ni pérdida de carga [60]. Según lo establecido en la norma ASTM C1314-14 [41], el equipo de aplicación de la carga debe tener una precisión de \pm 1 % por encima del rango de carga anticipado. El bloque superior de transferencia de carga debe estar apoyado sobre una esfera y debe estar firmemente unido a la cabeza superior de la máquina. El centro de la esfera debe coincidir con el centro de la superficie que se apoya sobre su asiento esférico, pero debe tener libertad de girar en cualquier dirección, y su perímetro debe tener una holgura mínima de 6 mm contra la cabeza de la máquina, con el fin de poder acomodar especímenes cuyas superficies de apoyo no sean paralelas [41] (Figura 9).

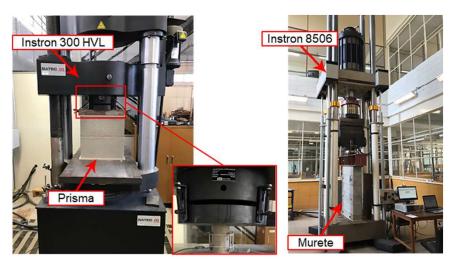


Figura 8: Máquina universal de compresión [61].

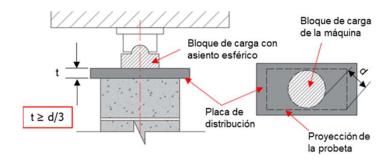


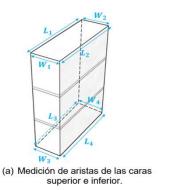
Figura 9: Esquema de placas de distribución y bloque de carga.

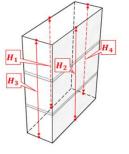
3.3. Preparación del ensayo

Previo a la ejecución del ensayo es imprescindible llevar a cabo las actividades correspondientes a la medición de las dimensiones del prisma, el refrentado y la preparación de la superficie; para finalmente colocar el prisma en el equipo de aplicación de la carga. La literatura consultada establece especificaciones para cada una de estas actividades.

Toma de medidas del prisma

Como parte de la preparación del ensayo se lleva a cabo la toma de medidas del prisma. Todas las mediciones realizadas deben tener una aproximación de 1 mm como mínimo. En el caso de la longitud y el ancho, se deben promediar las mediciones tomadas a cada una de las aristas de las caras superior e inferior (Figura 10a). En el caso de la altura, las medidas se efectúan en el centro de cada cara del prisma (Figura 10b) [40-42].





(b) Medición de las aristas laterales.

Figura 10: Medidas del prisma.

Refrentado del prisma

A partir de las normativas consultadas [40-42] se establecen los criterios fundamentales para la realización del refrentado. Este debe aplicársele a las superficies superior e inferior, las cuales estarán en contacto con la aplicación de la carga. El material utilizado para el refrentado debe ser distribuido sobre la superficie con una tolerancia de 0,2 mm en 1 m (Figura 11). Por otra parte, el espesor promedio del refrentado no debe exceder de 3 mm. Además, el refrentado debe de hacerse, por lo menos, dos horas antes del ensayo. Sin embargo, para los dos últimos criterios mencionados (espesor y edad del refrentado), la norma [6] establece como espesor máximo 3,5 mm y como edad mínima 24 horas antes del ensayo.

Como material de refrentado la literatura [4, 5] propone el azufre o yeso-cemento, para facilitar la distribución uniforme de la carga. Por otra parte, la norma [6] especifica que el prisma debe ser refrentado en sus extremos con una pasta de yeso cuya resistencia debe ser de 35 MPa en el momento del ensayo.



Figura 11: Refrentado de la cara superior del prisma [16]

Preparación de la superficie

Limpiar adecuadamente las caras de soporte de los bloques de transferencia de carga, de las placas de soporte y del prisma. Se deben pulir las irregularidades de las superficies portantes del prisma, usando un método que no altere la integridad del mismo [40-42].

Colocación en la máquina de ensayo

La muestra a ensayar se debe colocar sobre el bloque o placa de soporte inferior. Se debe alinear el eje del centroide del espécimen con el eje de aplicación de carga de la máquina. A medida que el bloque o placa superior, apoyada sobre una esfera, se va asentando sobre el espécimen, se debe rotar ligeramente la porción móvil del bloque superior, manualmente, con el fin de lograr que se asiente uniformemente [40-42].

3.4. Protocolo de carga

Según las normas [31, 40-42] se establece que la primera mitad de la carga de fallo esperada debe aplicarse a una velocidad adecuada, el resto de la carga se debe aplicar, a una velocidad uniforme, durante un período de no menos de 1 min y de no más de 2 min.

4. Resultados

La ASTM C1314-14 [41] especifica que es importante describir el modo de fallo del prisma tan claramente como sea posible. El adecuado registro del experimento permite establecer una base de datos, muy apropiada para desarrollar estudios posteriores. Pol tal razón, es imprescindible dominar el mecanismo de fallo común de los prismas con la finalidad de realizar una correcta descripción de la falla, así como para verificar la calidad del procedimiento del ensayo.

4.1. Mecanismo de fallo

El modo de falla de la mampostería a compresión es usualmente aquel en el que se propaga una grieta de tracción a través de las unidades y el mortero, en la dirección de aplicación de la carga (Figura 12) [25, 62]. Esta grieta es causada por tensiones de tracción secundarias, resultantes de la deformación restringida del mortero en las juntas entre las unidades de mampostería. Los esfuerzos de tracción inducen la grieta y son desarrollados en las interfaces mortero-unidad [25]. El fallo puede originarse también, por un tipo de fallo por cortante a lo largo de ciertas líneas de debilidad de la mampostería. El modo de fallo, depende de si el mortero es débil o fuerte en relación con las unidades [62].

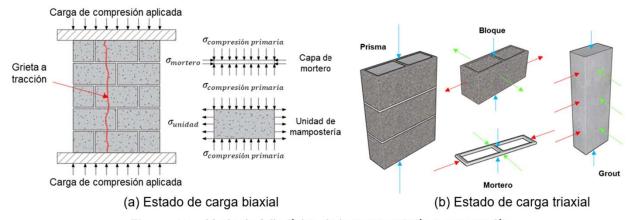


Figura 12: Modo de falla típico de la mampostería a compresión.

Estudios indican que el modo de fallo de la mampostería ocurre bajo un estado de carga biaxial de tensión de tracción-compresión [54]. En la Figura 12 se aprecia el estado de carga descrito para el bloque, mortero y el hormigón de relleno o grout (en caso de estar macizado el prisma).

La mampostería tiene un comportamiento no lineal [63]. La no linealidad de la relación tensión-deformación corresponde a un gran incremento en la deformación lateral, el cual está asociado a las microfisuras del hormigón [9, 64, 65]. Para mampostería con morteros débiles el comportamiento no lineal de la esta comienza en una significativa menor relación tensión/resistencia que para la mampostería construida con morteros de alta resistencia debido a la propagación de la grieta o por el colapso de los poros del mortero. Por ello, el mecanismo de falla de la mampostería inicia al comienzo del comportamiento no lineal [66].

B. Hunt [67] en su trabajo refiere, que los prismas de bloques ensayados bajo carga de compresión evidencian una resistencia a compresión menor que la resistencia del bloque y a su vez, mayor que la del mortero. Especifica que esto se debe al estado de tensiones tridimensional generado en el prisma. El bloque, el mortero y el grout, tienen diferentes coeficientes de Poisson. Los bloques tienden a poseer un coeficiente de Poisson menor que el del mortero o grout. Esta diferencia en los coeficientes resulta en que cada material se expande lateralmente en un ritmo diferente en función de cómo son deformados en la dirección vertical. Estas diferencias en el ritmo de expansión lateral inducen tensiones laterales en los materiales, puesto que estos están interconectados. Debido a que el mortero presenta mayor coeficiente de Poisson que el bloque, este se expandirá lateralmente de una forma más rápida causando que el mortero, confinado en las direcciones laterales, presente un estado tensional de compresión triaxial (Figura 13b). De igual forma ocurre con el grout, al estar restringido lateralmente por las paredes de los bloques (Figura 13c).

El mortero gobierna el proceso de fallo de la mampostería. Para prismas de mampostería construidos con morteros de alta resistencia, con el incremento de la carga, los componentes comienzan a actuar como un material homogéneo, y la principal causa del fallo es la fractura por tensión en el bloque, la cual, propagada a través de la junta de mortero, produce una fractura localizada en el contacto bloque-mortero. En el caso de los prismas con morteros débiles, la falla comienza con el aplastamiento del mortero, el cual causa tensiones de tracción localizadas en el bloque. Estas observaciones permiten afirmar que la interacción mortero-bloque es responsable del fallo de la mampostería [66, 68].

En el caso de los ensayos a prismas de bloques macizados, se aprecia que el fallo ocurre en el bloque debido al agrietamiento vertical de sus caras, continua con el desprendimiento de estas y concluye con el aplastamiento del hormigón de relleno. Este agrietamiento vertical es atribuible a la tracción lateral introducida en el bloque, ya no solamente por el mortero, sino, principalmente por el hormigón de relleno, el cual tiene mayor deformación lateral que la unidad [24].

Las normas ASTM C1314-14 [41] y NMX-C-464-ONNCCE [60] presentan una guía gráfica de los tipos de fallos más comunes. En la Figura 13 se representan los sugeridos por la norma mexicana, mientras que en la Figura 14 se muestran tipos de fallos en prismas obtenidos por algunos investigadores.

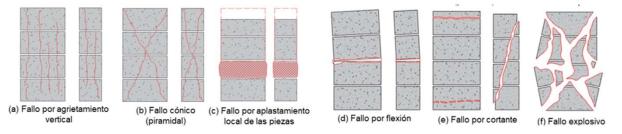


Figura 13: Formas de fallo según NMX-C-464-ONNCCE [60]



(a) E. Fortes et al.



(b) C. F. R. Santos et al.



(c) L. M. Filizola

Figura 14: Tipos de fallos en prismas. (a) Fallo de prismas de bloques de alta resistencia. De izquierda a derecha: prisma sin macizar y prisma macizado [11]. (b) Grietas verticales [54]. (c) Fallo por desprendimiento de la cara lateral [47]

Prismas de enlace continuo (running bond prisms)

La construcción de prismas de enlace continuo (running bond prisms) puede introducir juntas en el espécimen, formando un plano vertical de debilidad, provocando que la grieta aparezca a una resistencia a compresión menor que la real. El comportamiento dista del real, puesto que, en un muro real, las unidades de mampostería están confinadas por toda la pared y el efecto de las juntas verticales es significativamente disminuido. Por otra parte, la utilización de especímenes de este tipo, con altura pequeña, no representan la distribución de carga del muro [19]. La Figura 15 ilustra lo explicado, representando algunos de los patrones de grietas que se originan en este tipo de prismas.

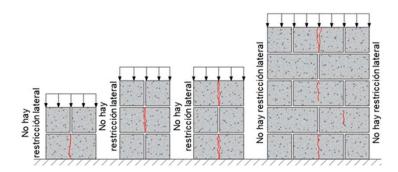


Figura 15: Prismas de enlace continuo no restringidos lateralmente. Patrones de grietas

En su estudio [12], los autores ensayan especímenes de este tipo de prisma, con unidades de bloques huecos y macizados. Se aprecia en la Figura 16a que el fallo se corresponde con el tipo de fallo mencionado anteriormente; sin embargo, la forma de fallo cambia cuando se trata de bloques macizados (Figura 16b), evidenciándose que el fallo ocurre en el bloque.



Figura 16: Fallo por compresión de prismas de enlace continuo [12]

4.2. Determinación de la resistencia a compresión

W. M. C. McKenzie define en su libro [25] que la resistencia a la compresión de la mampostería depende de numerosos factores como la resistencia del mortero, la resistencia de la unidad, la relación entre los valores de resistencia de la unidad y el mortero, la esbeltez de las unidades, la orientación de las unidades en relación a la dirección de aplicación de las cargas y el espesor de la junta de mortero.

Los autores Hendry, Sinha, y Davies [62] por su parte, dividen los factores que afectan la resistencia a la compresión de la mampostería en tres grupos: características de la unidad, características del mortero y características de la mampostería. En el primer grupo define la resistencia de la unidad, geometría de la unidad (sólido, perforado, ahuecado), esbeltez y características de absorción. En el segundo grupo: resistencia del mortero, dosificación utilizada, relación agua/cemento, retención de agua y deformación característica relativa a la unidad. En el último grupo define tres factores: adherencia, dirección de las solicitaciones y aparición de tensiones locales.

La resistencia a compresión del prisma es determinada, de forma general, según las normas consultadas, dividiendo la carga máxima soportada por el espécimen entre el área neta correspondiente, la misma se expresa con una exactitud de 0,1 MPa. El área transversal neta de los prismas no macizados, se determina a partir del área transversal neta de la unidad empleada y en el caso de los prismas macizados se determina multiplicando la longitud por el espesor espécimen. El valor de la resistencia del prisma se afecta por el factor de corrección de esbeltez en función de la relación entre la altura y el espesor del espécimen. En la Tabla 9 se presentan las expresiones utilizadas por las normas consultadas para determinar la resistencia a compresión del prisma y de la mampostería.

Tabla 9: Determinación de la resistencia a compresión del prisma y la resistencia característica de la mampostería para ensayos en prismas de mampostería.

No.	Resistencia a compresión del prisma (<i>MPa</i>)	Resistencia característica a compresión de la mampostería (MPa)	Referencia
(1)	$f'm = \frac{Pu}{An} * C$	$\overline{f'm}$	(ASTM-C1314, 2014; NTC-3495, 2003; NTP-399.605, 2013; UBC, 1997) [31, 40-42]
(2)	$fm = \frac{P}{t*b}*C$	$f^*m = \frac{\overline{fm}}{1 + 2.5Cm}$	(NMX-C-464-ONNCCE, 2010) [60]
(3)	$f'm = \frac{Pu}{An} * C$	$f'm = \bar{x} - 0.431(x_5 - x_1)$	(RNC-MP-001, 2017) [5]
(4)	$f'm = \frac{Pu}{An}$	$f'm = \alpha C(X - m\sigma)$	(Gallegos & Casabonne, 2005) [24]
(5)	$fm = \frac{P}{t * b} C$	$\overline{f'm} - \sigma$	(NTP-E.070, 2006) [4]

En estas expresiones P_u corresponde a la carga máxima que soporta el prisma, An el área neta de la sección transversal del bloque, $\overline{}$ es la resistencia a compresión promedio de la muestra, t es el espesor de la unidad, Cm es el coeficiente de variación en función del control de la calidad ($Cm \geq 0.1$ y otros casos $Cm \geq 0.15$), \bar{x} es la resistencia promedio a la compresión de los cinco prismas (en el epígrafe 3.1 se planteó que la RNC-MP-001 establece un mínimo de 5 prismas), x_5 y x_1 corresponden al mayor y menor valor de la resistencia de los ensayos. Por otra parte, α es el coeficiente que tiene en cuenta la edad del testigo en el momento del ensayo (α es 1 para testigos ensayados a los 28 días, y 1,1 cuando el ensayo se hace a los 7 días); C es el factor de corrección por esbeltez, X es el promedio de los resultados de las pruebas que, a su vez, consisten de varios ensayos, m es una constante que depende del porcentaje de resultados defectuosos aceptables (generalmente 10%), en ese caso m es igual 1,3, y σ es la desviación estándar de las pruebas.

Las normativas consultadas emplean diferentes coeficientes de corrección de esbeltez (\mathcal{C}). Estos se recogen en la Tabla 10. Donde la relación h/b corresponde a la relación altura/espesor del prisma.

Tabla 10. Factor de corrección de esbeltez (C).

Relación h/b del prisma	1,3	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	4,5	5
UBC 1997	0,75	0,86	1,00	1,04	1,07	1,15	-	1,22
Norma NTC 3495 2003	0,75	0,86	1,00	1,04	1,07	1,15	-	1,22
Norma E 0,70 2006	-	-	0,73	0,8	0,91	0,95	0,98	1
Norma NMX-C-464 2010	-	-	0,75	-	0,90	1,00	-	1,05
Norma Peruana NTP-399,65 2014	0,75	0,86	1,00	1,04	1,07	1,15	-	1,22
Norma ASTM C1314-2016	0,75	0,86	1,00	1,04	1,07	1,15	-	1,22
Tabla D,1 de CSA-S304-14	-	-	0,85	-	0,90	0,95	-	1
RNC-MP-001 2017	-	-	0,75	-	0,9	1	-	1,05

5. Conclusiones

La revisión bibliográfica de la literatura referente al ensayo a compresión uniaxial de prismas de mampostería permitió establecer las especificaciones para la construcción del prisma en lo referente a la cantidad de especímenes por muestra, altura y esbeltez, dimensiones del prisma, macizado, juntas, almacenamiento y curado. A partir de esta revisión se recomiendan prismas con altura mínima de 3 unidades de mampostería con una relación altura-esbeltez entre 1.3 y 5. Estos deben poseer la longitud y el espesor de una unidad, deben construirse un mínimo de tres prismas con los mismos materiales y serán ensayados a la misma edad.

En el caso de la instrumentación fue definido que la precisión de los defómetros debe ser de al menos 0,02 mm y estos serán ubicados de forma que puedan medir el desplazamiento relativo entre los extremos superior e inferior del prisma. Para el equipo de aplicación de la carga se presentaron especificaciones para la máquina universal de compresión, destacándose que el bloque de aplicación de carga debe tener un asiento esférico. Fueron detallados los pasos necesarios para la preparación del ensayo en cuanto a la forma de tomar las medidas del prisma, el refrentado para garantizar la distribución uniforme de la carga, la preparación de la superficie y las especificaciones de la colocación de la muestra en la máquina de ensayo. Para la aplicación de la carga se recomienda dividir el ensayo en dos etapas, en la primera etapa aplicar la mitad de la carga total a una velocidad de 1MPa/s. Para la aplicación de la segunda mitad de la carga se recomienda la aplicación de la tasa de carga propuesta por la norma DKS-2802-1, 2019 [26].

Fue identificado que el mecanismo de fallo fundamental de la mampostería a compresión uniaxial es por medio de grietas a tracción verticales en el sentido de aplicación de la carga, producto de la generación de un estado tridimensional de tensiones en los elementos que componen el prisma. Finalmente, se establecieron las diferentes expresiones para determinar la resistencia a compresión del muro de mampostería a partir de los datos obtenidos del ensayo, las cuales dependen del factor de corrección de esbeltez, especificado en cada una de las normas, en función de la relación altura/espesor del prisma.

- [1] AS-3700, "Masonry structures," ed. Autralia, 2017.
- [2] IBC, "International Building Code," ed: International Code Council (ICC), 2018.
- [3] NC-774, "Código de buenas prácticas para obras de mampostería (EN 1996-1: 2005, MOD)," ed. Cuba, 2012.
- [4] NTP-E.070, "Albañilería," ed. Perú, 2006.
- [5] RNC-MP-001, "Norma mínima de diseño y construcción de mampostería," ed. Nicaragua, 2017.
- [6] NEC-SE-MP, "Norma Ecuatoriana de la Construcción," ed. Ecuador, 2014.
- [7] W. F. Pons-Gascón and Eduardo Rafael-Álvarez Deulofeu, "Diseño estructural sismorresistente de edificios de viviendas de mampostería reforzada para su construcción en las ciudades de Bayamo y Guantánamo," *Ciencia en su PC*, vol. 1, 2018.
- [8] M. Martínez, S. Atamturktur, B. Ross, and J. Thompson, "Assessing the compressive behavior of dry-stacked concrete masonry with experimentally informed numerical models," ASCE. Journal of Structural Engineering, vol. 144, 2018.
- [9] G. Mohamad, P. B. Lourenco, and H. M. Roman, "Study of the compressive strength of concrete block prisms – stack and running bond," *IBRACON Structures and Materials Journal*, vol. 4, pp. 347-358, 2011.
- [10] Vindhyashree, R. Alfa, W. P. Prema Kumar, and M. T. Prathap Kumar, "Numerical Simulation of Masonry Prism Test using ANSYS and ABAQUS," 2015.
- [11] E. S. Fortes, G. A. Parsekian, J. S. Camacho, and F. S. Fonseca, "Compressive strength of masonry constructed with high strength concrete blocks," *IBRACON Structures and Materials Journal*, vol. 10, pp. 1273-1319, 2017.
- [12] E. S. Fortes, G. A. Parsekian, F. S. Fonseca, A.M.ASCE, and J. S. Camacho, "High-strength concrete masonry walls under concentric and eccentric loadings," *Journal of Structural Engineering. ASCE*, 2018.
- [13] P. Foytong, M. Boonpichetvong, N. Areemir, and J. Teerawong, "Effect of brick types on compressive strength of masonry prisms," *International Journal of Technology*, 2016.
- [14] Sandeep, M.-V. Renukadevi, S. Manjunath, and Somanath, "Influence of reinforcement on the behavior of hollow concrete block masonry prism under compression. An experimental and analytical approach,"

- International Journal of Research in Engineering and Technology, 2013.
- [15] E. S. Fortes, G. A. Parsekian, F. S. Fonseca, and A.M.ASCE, "Relationship between the compressive strength of concrete masonry and the compressive strength of concrete masonry units," *Journal of Materials in Civil Engineering.* ASCE, 2014.
- [16] M. Mahamid, F.ASCE1, N. Westin, and M.ASCE, "Reevaluation of f'm for the unitstrength method with application to lightweight concrete block masonry and face shell–bedded mortar joints," *Practice Periodical on Structural Design and* Construction. ASCE, 2020.
- [17] R. Capozucca, E. Magagnini, and G. Pace, "Experimental and modelling of masonry walls under diagonal compression loading," presented at the 10th International Masonry Conference, Milan, Italy, 2018.
- [18] EN-1996-1-1, "Eurocode 6 Design of masonry structures Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures," ed, 2005.
- [19] J. E. Amrhei and M. L. Porter, Reinforced masonry engineering handbook. Clay and concrete masonry, Six ed. Estados Unidos: Masonry Institute of America (MIA), 2009.
- [20] N. Taly, Design of reinforced masonry structures, Second ed. Los Ángeles. Estados Unidos: Mc Graw Hill, 2010.
- [21] M. A. González-Montijo, H. Soto-Toro, C. Rivera-Pérez, Silvia, Esteves-Klomsingh, and O. Suárez, "Design and characterization of concrete masonry parts and structural concrete using repurposed plastics as aggregate," *Journal of the Mechanical Behavior ofMaterials*, vol. 28, pp. 81-88, 2019.
- [22] NC-247, "Bloques huecos de hormigón. Especificaciones," ed. Cuba, 2010.
- 23] ASTM-C1209, "Standard terminology of concrete masonry units and related units," ed. Estados Unidos, 2001.
- [24] H. Gallegos and C. Casabonne, Albañilería Estructural, Tercera ed. Pontificia Universidad Católica del Perú. Perú, 2005.
- [25] W. M. C. McKenzie, Design of Structural Masonry. Houndmills, Basingstoke, Hampshire RG21 6XS and 175 Fifth Avenue, New York, N.Y. 10010: PALGRAVE, 2001.
- [26] DKS-2802-1, "Masonry units. Methods of test," ed. Kenya, 2019.

- [27] ASTM-C140, "Standard test methods for sampling and testing concrete masonry units and related units," ed. Estados Unidos, 2018.
- [28] G. A. Parsekian, A. L. Christoforo, A. D. E. Mazzú, and G. M. Dalfré, "Humidity and specimen preparation procedure: influence on compressive strength of concrete blocks," *IBRACON Structures and Materials Journal*, vol. 14, 2021.
- [29] ASTM-C55, "Standard specification for concrete brick," ed. Estados Unidos, 2001.
- [30] CIRSOC-501, "Reglamento argentino de estructuras de mampostería," ed. Argentina, 2007.
- [31] UBC, "Uniform Building Code. ," in Volume 2, ed, 1997.
- [32] NC-175, "Morteros de albañilería. Especificaciones," ed. Cuba, 2002.
- [33] NC-170, "Mortero fresco. Determinacion de la consistencia en la mesa de sacudidas," ed. Cuba: Oficina Nacional de Normalización (NC), 2002.
- [34] ASTM-C270, "Standard specification for mortar for unit masonry," ed. Estados Unidos, 2014.
- [35] V. N. Pires and O. S. Izquierdo, "Comparative study of the tensile bond strength of rendering mortars in ceramic and concrete structural blocks," *Revista Ingeniería de Construcción (RIC)*, vol. 36, 2021.
- [36] D. Jiao, Caijun Shi, Q. Yuan, X. An, Y. Liu, and H. Li, "Effect of Constituents on Rheological Properties of Fresh Concrete-A Review," *Cement and Concrete Composites*, 2017.
- [37] C. M. Stolz and A. B. Masuero, "Influence of grains distribution on the rheological behavior of mortars," *Construction and Building Materials,* vol. 177, pp. 261-271, 2018.
- [38] ACI-530, "Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures," ed. Estados Unidos: Masonry Standards Joint Committee (MSJC), 2011.
- [39] ASTM-C476, "Standard specification for grout for masonry," ed. Estados Unidos, 2010.
- [40] NTC-3495, "Método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión de muretes de mampostería," ed. Colombia, 2003.
- [41] ASTM-C1314-14, "Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms," ed. Estados Unidos, 2016.
- [42] NTP-399.605, "Unidades de Albañilería. Método de ensayo para la determinación

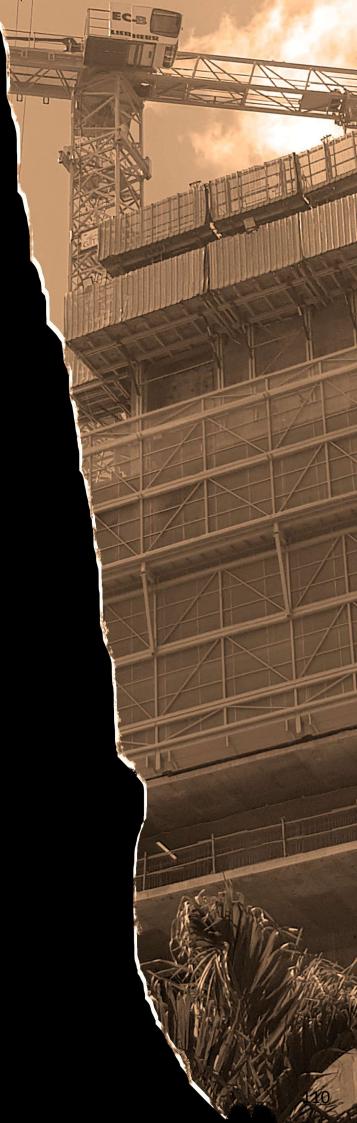
- de la resistencia a compresión de prismas de albañilería," ed. Perú, 2013.
- [43] S. R. Sarhat and E. G. Sherwood, "The prediction of compressive strength of ungrouted hollow concrete block masonry," *Construction and Building Materials*, vol. 58, pp. 111-121, 2014.
- [44] J. S. Camacho, B. G. Logullo, G. A. Parsekian, and P. R. N. Soudais, "The influence of grouting and reinforcement ratio in the concrete block masonry compressive behavior," *IBRACON Structures and Materials Journal*, vol. 8, pp. 341-364, 2015.
- [45] R. O. G. Martins, G. H. Nalon, R. d. C. S. S. A. Alvarenga, L. G. Pedroti, and J. C. L. Ribeiro, "Influence of blocks and grout on compressive strength and stiffness of concrete masonry prisms," *Construction and Building Materials*, vol. 182, 2018.
- [46] D. Delgado, E. Álvarez, R. Molina, and F. Peralta, "Compresión de pilas con piezas de cerámica de tabique rojo recocido, con mortero tipo I y II para el municipio de Tecpan de Galeana, Guerrero," *Revista de Ingeniería Civil*, vol. 2, pp. 1-7, 2018.
- [47] A. A. Jiménez and G. G. Beltrán, "Resistencia de bloques y prismas de mampostería de concreto en Costa Rica," *Métodos & materiales*, vol. 5, 2017.
- [48] M. Sýkora, D. Diamantidis, M. Holicky, J. Marková, and Á. Rózsás, "Assessment of compressive strength of historic masonry using non-destructive and destructive techniques," *Construction and Building Materials*, vol. 193, pp. 196-210, 2018.
- [49] M. Mishra, A. S. Bhatia, and D. Maity, "Predicting the compressive strength of unreinforced brick masonry using machine learning techniques validated on a case study of a museum through nondestructive testing," *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2020.
- [50] E. Luso and P. B. Lourenço, "Mechanical behavior of two-leaf masonry wall–strengthening using different grouts," *ASCE. Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 31, 2019.
- [51] R. A. Oliveira, F. A. N. Silva, C. W. d. A. P. Sobrinho, and A. A. C. d. Azevedo, "Edificações em alvenaria resistente na região metropolitana do Recife," *Ambiente Construído. Porto Alegre*, vol. 17, pp. 175-199, 2017.
- [52] K. F. Abdulla, L. S. Cunningham, and M. Gillie, "Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach," *Engineering Structures*, vol. 151, 2017.

Referencias Bibliográficas

- [53] A.-B. A. E. Mohamad and Z. Chen, "Experimental and Numerical Analysis of the Compressive and Shear Behavior for a New Type of Self-Insulating Concrete Masonry System," *Applied Sciences*, 2016.
- [54] C. F. R. Santos, R. C. S. S. Alvarenga, J. C. L. Ribeiro, L. O. Castro, R. M. Silva, A. A. R. Santos, et al., "Numerical and experimental evaluation of masonry prisms by finite element method," *Revista IBRACON de Estructuras e Materiais*, vol. 10, 2017.
- [55] L. Krishnaraj, R. Niranjan, G. P. Kumar, and R. S. Kumar, "Numerical and experimental investigation on mechanical and thermal behaviour of brick masonry: An efficient consumption of ultrafine fly ash," *Construction and Building Materials*, vol. 253, 2020.
- [56] D. Dönmez, "Study on test set-ups for determining the failure characterisation in masonry components," *Engineering and Computational Mechanics*, vol. 175, pp. 14-28, 2022.
- [57] A. Abasi, R. Hassanli, T. Vincent, and A. Manalo, "Influence of prism geometry on the compressive strength of concrete masonry," *Construction and Building Materials*, 2020.
- [58] S. Rizaee, M. D. Hagel, P. Kaheh, and N. Shrive, "Comparison of compressive strength of concrete block masonry prisms and solid concrete prisms," presented at the 16th International Brick and Block Masonry Conference Padova. Italia, 2016.
- [59] B. N. Sánchez, "Caracterización de la curva esfuerzo-deformación de prismas de mampostería con bloques de concreto de 120 mm y 150 mm de espesor bajo carga axial concéntrica," Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, Costa Rica, 2019.
- [60] NMX-C-464-ONNCCE, "Norma Mexicana. Ensayo de muretes y pilas," ed. México, 2010.

- [61] D. F. Leal, R. H. Dupim, J. M. Neto, and "Experimental S. Corrêa, investigation structural on concrete masonry in fire: emphasis on the thermal behavior and residual strength," IBRACON Structures Materials and Journal, vol. 14, 2021.
- [62] A. W. Hendry, B.P.Sinha, and S.R.Davies, *Design of masonry structures*, Third ed. Taylor & Francis e-Library: E & FN SPON, 2004.
- [63] V. Sarhosis and J. V. Lemos, "A detailed micro-modelling approach for the structural analysis of masonry assemblages," *Computers and Structures*, 2018.
- [64] A. A. Hamid and R. G. Drysdale, "Behavior of concrete block masonry under axial compresion," *American Concrete Institute Journal*, vol. 76, pp. 707-721, 1979.
- [65] C. L. Khoo, "A failure criterion for brickwork in axial compression," Doctor of Philosophy, Department of Civil Engineering & Building Science, University of Edinburg, Scotland, 1972.
- [66] G. Mohamad, F. S. Fonseca, A. T. Vermeltfoort, D. R. W. Martens, and P. B. Lourenço, "Strength, behavior, and failure mode of hollow concrete masonry constructed with mortars of different strengths," *Construction and Building Materials*, vol. 134, pp. 489-496, 2017.
- [67] B. Hunt, "Numerical Modelling of Hollow Concrete Block Masonry Mechanics," Doctor of Philosophy, Faculty of Graduate and Postdoctoral Affair, Carleton University, Ottawa, Ontario, 2018.
- [68] G. H. Nalon, C. F. R. Santos, L. G. Pedroti, J. C. L. Ribeiro, G. d. S. Veríssimo, and F. A. Ferreira, "Strength and failure mechanisms of masonry prisms under compression, flexure and shear: components' mechanical properties as design constraints," *Journal of Building Engineering*, 2019.

artículos de estudio de casos



Elección De Grúas Con Cubetas Para El Hormigonado De Las Obras De Construcción En Cuba

The Choice Of Cranes With Buckets
For Concreting Construction Works In Cuba

Autores

René Antonio Puig Martínez¹, Marietta Llanes Pérez²

¹ Doctor en Ciencias Técnicas e Ingeniero Constructor, Profesor Principal de Tecnología y Materiales de Construcción del Departamento de Construcciones y Viales de la Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114 No. 11901, Marianao, La Habana, Cuba, e-mail: rpuig@civil.cujae.edu.cu

² -Doctora en Ciencias Técnicas e Ingeniera Civil, Profesora de Tecnología y Materiales de Construcción del Departamento de Construcciones y Viales de la Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114 No. 11901, Marianao, La Habana, Cuba, e-mail: mariettallanes67@gmail.com y <a href="mailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@gmailto:mariettallanes67@

RESUMEN

El artículo cumple el objetivo de proponer variantes racionales de ejecución de las actividades que integran el sistema de hormigonado in situ de las obras de construcción en Cuba, cuando se emplean grúas con cubetas como equipo principal de vertido del hormigón. Como uno de los resultados del trabajo de investigación "Cartas tecnológicas para el hormigonado in situ de las obras de construcción", analiza las soluciones adecuadas a los diferentes rangos de flujo de hormigonado a partir de las características de las grúas que actualmente se encuentran en explotación en el país. Para el desarrollo de la investigación fue necesario un exhaustivo trabajo de actualización del inventario de grúas existentes, resumiendo los parámetros de trabajo de cada modelo que se encuentra en explotación en Cuba, y brindando criterios de elección de las mismas para los rangos de flujo de hormigonado y niveles de hormigonado. Junto a ello, la investigación ha permitido resumir un conjunto de recomendaciones para las actividades integrantes del sistema de hormigonado cuando el vertido se hace con grúa y cubeta, lo que incluye preparación de la mezcla de hormigón, su transporte en camiones hormigoneras, la recepción, entrega y distribución del hormigón fresco y su compactación.

Palabras claves: grúa con cubetas, flujo de hormigonado, sistema de hormigonado.

ABSTRACT

The article meets the objective of proposing rational variants of implementation of activities included in the concreting system in situ for construction in Cuba, when cranes with buckets are used as main equipment concrete placement. As one of the investigation results "Technological charts for the on site concreting of the constructions", analyzes the appropriate solutions to different rates of flow of concrete based on the characteristics of the cranes currently in operation in the country. For the development of the investigation it was necessary a thorough job of updating the inventory of existing cranes, summarizing the working parameters of each model that is in operation in Cuba and providing criteria for choosing them rates of flow of concrete and concrete levels. Along with this, the investigation has summarized a set of recommendations for the activities included in the system when concrete placement is done by cranes and buckets, which includes preparation of the concrete mix, concrete truck in transport, reception, delivery and distribution of fresh concrete and your compaction.

Keywords: cranes with buckets, concreting flow, concreting system.

Nota Editorial: Recibido: Enero 2022 Aceptado: Febrero 2022

1. Introducción

En un artículo publicado en la Revista Cubana de Ingeniería titulado "Nuevas cartas tecnológicas para el hormigonado in situ de las obras de construcción" [1], se exponen los resultados de un proyecto de investigación de nombre similar, sintetizado en cuatro cartas tecnológicas que toman al flujo de hormigonado como concatenador del sistema de hormigonado.

Las nuevas cartas tecnológicas a que hace referencia el artículo, están confeccionadas para regular y controlar las actividades integrantes del sistema tecnológico del hormigón en obras o elementos de diferente tipo, siempre atendiendo a la magnitud del flujo de hormigonado, como son losas monolíticas, pavimentos hormigonados en paños alternos, cimentaciones, contenes, aceras, vigas, muros de edificaciones y de contención y otros elementos masivos. Parten del principio de hormigonar los elementos de forma continua, evitando la formación de juntas de construcción que en el tiempo provoquen afectaciones estructurales o en la durabilidad. Están dirigidas a todos los tipos de obras construidas con hormigones in situ de densidad normal o de alta densidad, con la excepción del hormigonado bajo agua, cuya tecnología es muy específica y requiere de cartas tecnológicas particulares.

En las cartas tecnológicas se recogen las diferentes tecnologías de vertido de la mezcla de hormigón, haciendo hincapié en las tres más habituales en Cuba: vertido directo con camiones hormigonera, vertido mediante grúas con cubetas y vertido con el empleo de bombas de hormigonado.

Razones obvias relacionadas con el carácter general del artículo al que se hace referencia, no permitieron en aquel entonces valorar con profundidad las particularidades del hormigonado in situ de las obras de construcción, cuando es la grúa el equipo principal de vertido.

Las grúas con cubetas se han empleado para el hormigonado en Cuba desde inicios del pasado siglo [2]. Sin embargo, el desarrollo alcanzado en el actual siglo en las posibilidades de estos equipos, la introducción en el país de modernas grúas con elevadas productividades en la actividad de hormigonado, de grúas torres automontables, de grúas de pluma inclinada telescópica y el desarrollo que como material de construcción ha alcanzado el hormigón, exigen investigar y definir nuevas recomendaciones, para acometer las actividades integrantes del sistema de hormigonado con las grúas actualmente en explotación en el país.

Los objetivos del artículo son, por tanto, exponer los resultados de la investigación en relación con el estado actual en Cuba de las tecnologías de hormigonado mediante grúas con cubetas y su concatenación con los restantes elementos integrantes del sistema de hormigonado; caracterizar las grúas empleadas actualmente en Cuba en la actividad de hormigonado; y definir el procedimiento para la elección óptima de las grúas con cubetas, para los diferentes rangos de flujo de hormigonado, niveles de hormigonado y características de las obras de construcción.

2. Desarrollo

El hormigonado incluye dos variantes tecnológicas. De una parte, la construcción de elementos prefabricados en plantas para su posterior transporte y montaje en obra; de otra, el hormigonado de elementos in situ. Aunque por concepción ambas variantes tecnológicas son diferentes, en lo que se refiere al hormigonado hay algunas similitudes en las tecnologías de ejecución de las actividades integrantes del sistema, con diferentes ventajas y desventajas [2,3]. En ambas variantes tecnológicas la preparación de la mezcla de hormigón se sustenta en criterios similares; para el transporte de la mezcla fresca suelen emplearse en ambas los camiones hormigoneras; las tecnologías de compactación son similares. Pero hay diferencias, por ejemplo, en las distancias de transporte de la mezcla fresca; en las dimensiones de los elementos hormigonados; en los métodos de curado; y en los tiempos de desencofre.

El hormigonado en la construcción prefabricada logra optimizar el empleo de los encofrados con elevados ciclos de empleo, ahorra mano de obra respecto al hormigonado in situ, y como tecnología constructiva, reduce considerablemente los tiempos de ejecución de las obras. Pero de otro lado, la construcción prefabricada requiere de elevadas inversiones iniciales y medios de transporte especializados para el traslado de las piezas.

Como ventajas sobre la prefabricación, el hormigonado in situ se caracteriza por la fácil adaptación a formas diversas, lo que permite generalizar su uso en la mayor parte de las obras, logra sin dificultades una acción monolítica entre los elementos estructurales y posee gran flexibilidad tecnológica en su colocación. En relación con esto último, la industria de la construcción ha desarrollado en los últimos años variados y productivos equipos de hormigonado que posibilitan el análisis de múltiples variantes al tomar las decisiones.

El hormigonado in situ ocupa en la actualidad más del 60 % de los volúmenes totales de esta actividad, por lo que el hormigón monolítico se ha ido convirtiendo en una opción competitiva al prefabricado [2,4,5,6,7]. Entre los factores que sustentan esta afirmación en Cuba, destaca la introducción de un amplísimo surtido de equipos principales y auxiliares, capaces de asegurar los flujos que caracterizan la ejecución actual de las estructuras monolíticas de hormigón, tales como modernas bombas de hormigón de alto rendimiento, estacionarias o montadas sobre camión con plumas distribuidoras; grúas, fundamentalmente tipo torre automontables o telescópicas montadas sobre camión; y camiones hormigoneras capaces de garantizar elevada calidad en la transportación y entrega en obra del hormigón fresco. De otra parte, la aparición de nuevos materiales que elevan la calidad y posibilidades del hormigón, como los aditivos de última generación.

Precisamente, los resultados del proyecto de investigación "Cartas tecnológicas para el hormigonado in situ de las obras de construcción" [1], regulan estas actividades a tenor con el desarrollo alcanzado por la industria de la construcción, y en particular por la industria del hormigón in situ.

2.1. Concatenación de los integrantes del sistema en el hormigonado mediante grúas con cubetas

Las grúas son equipos elevadores, diseñadas fundamentalmente para el montaje industrial y de elementos prefabricados [3,8], pero que además pueden ser empleadas con eficiencia en el vertido de la mezcla de hormigón auxiliadas por cubetas [2,6,7,8]. Su principal empleo para el vertido del hormigón es en espacios abiertos, con facilidad de depositar la mezcla fácilmente en todos los puntos del encofrado, siempre que esté dentro de los límites de sus parámetros, o sea, radio de la pluma, altura de hormigonado y capacidad de carga.

Por su parte la cubeta es un equipo de trabajo accesorio consistente en un recipiente en forma de tronco de cono o pirámide invertida, de chapa de acero, que se llena generalmente de hormigón y que, elevado por una grúa, permite hormigonar zonas de difícil acceso, constituyendo el equipo auxiliar principal para el hormigonado que regula la carga a elevar por la grúa, dependiendo su capacidad del flujo o ritmo de hormigonado que es necesario cumplir [1,2,6,9].

Las grúas empleadas en Cuba para el hormigonado in situ se clasifican en grúas de pluma inclinada y grúas torres, las primeras montadas sobre camión, sobre neumáticos o sobre esteras [2,10,11]. En las grúas torres priman las plumas de celosías, pero sin embargo, en las grúas de pluma inclinada se han ido imponiendo las plumas telescópicas. Además, la industria de equipos de construcción se ha ido imponiendo en los últimos años con las denominadas grúas torres automontables [9,10,11], las que facilitan el proceso de su instalación.

La elección de la grúa en el hormigonado depende de tres parámetros: capacidad de carga necesaria, radio de hormigonado y altura de vertido [2,9]. La capacidad de carga necesaria es la máxima carga que debe levantar la grúa y que en el hormigonado se corresponde con el peso de la cubeta llena. El radio de hormigonado constituye la distancia hasta la cual puede llegar la grúa con diferentes capacidades de carga, con la salvedad que los radios máximo y mínimo de la grúa deben garantizar la recepción de la mezcla desde el camión hormigonera o desde la hormigonera estacionaria y su distribución a todos los puntos de la obra, y que al efectuar el análisis para la ejecución del hormigonado, debe tenerse en cuenta, en particular en el caso de grúas de pluma inclinada, respetar las distancias de seguridad entre la pluma de la grúa y el encofrado o la estructura que se construye, siempre con valor mínimo de un metro. La altura de vertido es la altura a que puede hormigonar la grúa para determinado radio y capacidad de carga. Este parámetro es importante cuando la entrega y distribución de la mezcla se realiza a partir del nivel de +1 m hasta el nivel de +10 m; y aún más cuando la entrega y distribución del hormigón es realizada a niveles mayores de +10 m, por lo cual este parámetro puede llegar a definir tipos de grúas.

Los resultados del proyecto de investigación "Cartas tecnológicas para el hormigonado in situ de las obras de construcción" [1], así como otras fuentes consultadas [2,6,7], demuestran que el elemento concatenador de todo el sistema es el flujo de hormigonado. El empleo de grúa con cubeta como equipo principal de vertido no es una excepción.

Son dos los elementos que concatenan a la grúa con el flujo de hormigonado [2,9]. Estos son el volumen de la cubeta y la cantidad de ciclos por hora que pueda dar una grúa durante el hormigonado. Como equipo cíclico, según las fuentes referenciadas [2,9], una grúa con una cubeta de aproximadamente un metro cúbico de capacidad es capaz de garantizar, bajo buenas condiciones de trabajo, de 13 a 15 ciclos por hora; bajo condiciones medias de trabajo, de 9 a 10 ciclos por hora; y bajo condiciones complejas de trabajo, de 5 a 8 ciclos por hora.

La investigación realizada [1], así como una de las fuentes consultadas [2], demuestra que, sin incurrir en errores apreciables, este criterio puede generalizarse a cualquiera de los volúmenes de las cubetas habitualmente empleadas en el hormigonado.

En base a estos criterios, el volumen de cubeta necesario para que no ocurran juntas frías durante el hormigonado puede ser determinado por la expresión 1.

$$V_{c} = \frac{F}{n} , m^{3}$$
 (1)

Siendo en ella:

F: Flujo de hormigonado, m³/h.

n : Cantidad de ciclos por hora que puede ejecutar la grúa en el hormigonado.

Los resultados de esta expresión permiten concatenar la grúa como equipo principal de vertido con la magnitud del flujo de hormigonado a través de la capacidad de carga. Para ello se procede según la fórmula 2.

$$Q = K_C \cdot V_C \cdot \gamma_h , t$$
 (2)

Siendo:

 K_c : Coeficiente que tiene en cuenta el peso de la cubeta vacía y que varía entre 1,11 y 1,28

 $\gamma_{\rm L}$: Densidad del hormigón fresco, t/m³

Lo que implica que, la grúa que se emplee en el hormigonado, debe tener una capacidad de carga mínima dada por la expresión 2 como requisito para que el vertido se desarrolle de forma continua y sin la aparición de juntas frías. Al concatenar entonces la grúa como equipo principal de vertido con la magnitud del flujo de hormigonado, pueden darse dos alternativas: Seleccionar una cubeta cuyo volumen sea el mínimo necesario para garantizar el flujo de hormigonado, alternativa en que el rendimiento de todos los equipos integrantes del sistema se subordinan a la magnitud del flujo de hormigonado, coincidiendo ritmo y flujo de hormigonando; o seleccionar una cubeta de mayor volumen, alternativa en que el ritmo de hormigonado lo regula el rendimiento que pueda alcanzar la grúa con esta cubeta, y en la que además, el rendimiento de los restantes equipos integrantes del sistema está regulado precisamente por el rendimiento de la grúa, siempre superior a la magnitud del flujo de hormigonado.

Aplicando estos criterios, es que se efectúa la concatenación de todos los integrantes del sistema en el hormigonado con grúas. O sea, la elección del equipo de preparación de la mezcla, el tipo y número de camiones hormigoneras empleados en el transporte del hormigón fresco, el tipo y número de equipos de compactación y el número de equipos para la terminación de las superficies, deberán garantizar rendimientos que cumplan con el flujo de hormigonado o con el ritmo que sea capaz de alcanzar la grúa en el hormigonado, según la alternativa seleccionada entre las dos posibles.

2.2. Caracterización de las grúas empleadas en Cuba en las actividades de hormigonado

El inventario de equipos del MICONS [10] contiene, junto a los restantes equipos, los tipos y modelos de grúas en explotación en el país. Sin embargo, posterior al año 2017, el país ha continuado importando modernos modelos de grúas, particularmente montadas sobre camión con pluma telescópica y grúas torres automontables. Por ello ha sido necesario completar, a través de las empresas que en Cuba se encargan de la comercialización de grúas, en particular de la

empresa CUBIZA, el inventario actual de estos equipos como paso previo a su caracterización [11], incluyendo su estado técnico para la explotación.

Como elemento regulador, los autores tuvieron en cuenta las tarifas horarias establecidas en el libro PRECONS-II para el alquiler de las grúas, las más actualizados en el momento de efectuar la investigación, posibilitando agruparlas de acuerdo con su tipo según la tabla 1.

El contrastar los grupos según las tarifas con el inventario de grúas actualizado, posibilita hacer una caracterización en primera instancia de los tipos y modelos de grúas en explotación, incluyendo su estado técnico. El resultado es el siguiente:

Grúas sobre esteras: De los 14 modelos inventariados en Cuba, hay en explotación sólo seis, todos con más de 15 años. El resto, por su estado técnico, prácticamente no se explota. Del total de equipos en explotación, el 83% proviene de Rusia o de la antigua Unión Soviética y el 17% restante del Japón. Son todos equipos con plumas de celosías. De acuerdo con la capacidad de carga máxima, el 25% de estas grúas en explotación corresponden al grupo III, otro 25% al grupo IV, el 42% al grupo VII y el 8% al grupo VIII. En los restantes grupos no existen en estos momentos grúas sobre esteras en explotación. Aunque los modelos en explotación pueden ser empleados para el hormigonado, el poseer todos estos equipos plumas de celosías cuyo alargamiento o acortamiento complica las actividades tecnológicas, se dificulta la tecnología de su empleo en el hormigonado.

Grúas sobre neumáticos: Hay en explotación en el país siete de los 13 diferentes modelos existentes, también todos con más de 15 años de uso. De las grúas en explotación, la gran mayoría, el 92%, proviene de Rusia o de la antigua Unión Soviética y el 8% restante de Inglaterra. También la mayoría posee plumas de celosías, lo que dificulta su maniobrabilidad y tecnología de utilización. De acuerdo con su capacidad de carga máxima, el 4% de las grúas pertenecen al grupo I, otro 4% al grupo II, el 8% al grupo III, el 80% al grupo IV y el 4% al grupo VII. En los restantes grupos no hay grúas en explotación.

Grúas sobre camión: Constituyen la mayoría de los modelos de grúas que se encuentran actualmente en explotación en Cuba, con un 84% del total. De las grúas sobre camión en existencia en el país, la mayoría están en explotación, aunque el 93% tiene más de 15 años de uso y sólo el 5% tiene menos de seis años de explotación, correspondiendo estas últimas a grúas de procedencia china o rusa. La mayoría de las grúas en explotación poseen plumas telescópicas, lo que facilita la tecnología de su utilización, particularmente en el hormigonado. Por países, el 4% provienen de Rusia o de la antigua Unión Soviética, el 72% proviene de Japón, el 17% de España, el 2% de Inglaterra y el 5% de China. De acuerdo con su capacidad de carga máxima, el 16% pertenecen al grupo I, el 51% al grupo III, el 13% al grupo V, el 13% al grupo VI, el 3% al grupo VII, el 2% al grupo VIII y el 2% al grupo X. En los restantes grupos no hay en estos momentos grúas en explotación.

Tabla 1: Grupos de grúas según rango de capacidad de carga máxima y tarifas horarias (Elaboración propia)

Tipo de grúa	Grupo según PRECONS II	Capacidad de carga máxima (t)	Tarifa horaria (CUP)
Sobre esteras	1	3 a 8	12,84
	II	9 a 14	15,93
	III	15 a 20	26,06
	IV	21 a 25	35,40
	V	26 a 30	44,44
	VII	50 a 60	56,60
	VIII	Más de 61	-
Sobre	I	5 a 8	13,70
	II	9 a 14	15,59
	III	15 a 20	17,24
	IV	21 a 25	22,79
neumáticos	V	26 a 35	54,95
	VI	36 a 40	25,64
	VIII	61 a 65	80,13
	I	3 a 8	17,29
Sobre camión	II	9 a 14	21,27
	III	15 a 20	25,70
	V	26 a 35	36,28
	VI	36 a 45	44,48
	VII	46 a 55	47,56
	VIII	56 a 65	-
	IX	66 a 75	73,48
	X	Más de 76	94,57
Torre	I	3 a 10	33,11
	II	11 a 13	44,60
	III	14 a 25	59,03
	IV	26 a 40	70,09
	V	41 a 50	77,45

Grúas torres: En estos momentos hay solamente siete modelos de grúas torres en explotación. De ellos el 36% proviene de Rusia o de la antigua Unión Soviética, el 50% de Alemania y el14 % de España. Solamente las alemanas poseen menos de seis años de explotación, y tienen como peculiaridad fundamental ser automontables, lo que facilita el proceso de organización de la ejecución; las restantes tienen más de 15 años de explotación. Por su capacidad de carga todas pertenecen al grupo I.

El siguiente paso en la investigación es definir, dentro de cada grupo en explotación, la capacidad de carga máxima de las grúas, así como la capacidad de carga para el radio máximo de hormigonado y para la altura máxima de vertido. Además, definir el radio máximo de hormigonado en cada grupo, así como el radio de hormigonado para la capacidad de carga máxima y la altura máxima de vertido. Y por último, definir para cada grupo, la altura máxima de vertido. El trabajo realizado ha sido voluminoso, consultando manuales de grúas y decenas de catálogos en formato digital o impresos, varios de ellos adquiridos en la última Feria Internacional de la Construcción. Este resultado, por su volumen, no se puede incluir en el artículo.

2.3 Elección de la grúa en el hormigonado

El análisis de la grúa adecuada para una actividad de hormigonado comienza con la determinación de la capacidad de carga necesaria de acuerdo con el volumen de cubeta a utilizar, que a la vez depende del flujo o del ritmo de hormigonado. La investigación [1] ha permitido sintetizar que en Cuba las cubetas más utilizadas son tipo tolva con descarga central o descarga lateral, estas últimas especialmente para el hormigonado de muros. Sus volúmenes más generalizados varían entre 0,5 y 1,0 m³, y no se descartan hasta 1,5 o 2,0 m³, aunque constituyen una excepción.

Para definir el volumen concreto, y a partir de éste, la capacidad de carga necesaria para la grúa, es necesario comenzar valorando el rango de flujo de hormigonado o ritmo de hormigonado previsto. Los resultados de la investigación "Cartas tecnológicas para el hormigonado in situ de las obras de construcción", recogidos en el artículo publicado por uno de los autores en la Revista Cubana de Ingeniería [1], sintetizan cuatro rangos de flujo de hormigonado para regular y controlar las actividades propias del sistema tecnológico del hormigón en Cuba. Estos son: hasta 5 m³/h; entre 5 y 10 m³/h; entre 10 y 20 m³/h; y más de 20 m³/h. Con estos valores y empleando las expresiones 1 y 2, pueden ser determinados respectivamente los volúmenes de cubetas de hormigón necesarios para satisfacer cada rango de flujo de hormigonado y la capacidad de carga para la grúa. Los resultados se aprecian en la tabla 2.

Tabla 2: Volúmenes mínimos de cubetas y capacidad de carga de la grúa para diferentes rangos de flujo de hormigonado (Elaboración propia)

No.	Rango de flujo de hormigonado, m³/h	Volumen de cubeta, m³	Capacidad de carga mínima necesaria de la grúa, t
1	Hasta 5	0,5 a 0,6	1,5 a 1,8
2	Entre 5 y 10	Entre 0,6 y 1,0	Entre 1,8 y 2,9
3	Entre 10 y 20	Entre 1,0 y 2,0	Entre 2,9 y 5,8
4	Más de 20	Más de 2,0	Más de 5,8

Al consultar las fuentes bibliográficas [1,2] y analizar los resultados de la tabla 2, se aprecia que:

En rangos de flujo de hormigonado de hasta 5 m³/h y entre 5 y 10 m³/h, los volúmenes de cubetas necesarios se corresponden con las existencias generalizadas en el país, y junto a ello, las capacidades de carga mínimas necesarias pueden ser garantizadas por cualquiera de los grupos de grúas en explotación.

La situación comienza a complicarse en rangos de flujo de hormigonado entre 10 y 20 m³/h. Para satisfacer en su totalidad el flujo de hormigonado de 20 m³/h, máximo previsto en este rango, se necesita una cubeta con un volumen de alrededor de 2,0 m³, lo que implica una capacidad de carga mínima de la grúa de 5,8 t para el radio de hormigonado en cuestión. Esta combinación entre capacidad de carga y radio de hormigonado resulta difícil de lograr con las grúas que habitualmente se dedican a esta actividad, aunque no imposible [10,11], por lo que a los efectos de facilitar la elección de la tecnología adecuada de hormigonado con grúa y como resultados del trabajo de investigación [1], se propone tomar una de tres variantes. Estas son:

- Una grúa con una cubeta de 1,5 m³, que requiere capacidad de carga mínima de 4,4 t, lo que garantiza un ritmo de hormigonado aproximado de 15 m³/h, valor intermedio del rango. Como debilidad, esta variante no permite garantizar flujos de hormigonado entre 15 y 20 m³/h.
- La variante de una cubeta de 2,0 m³, con capacidad de carga mínima de 5,8 t, lo que garantiza un ritmo de 20 m³/h, máximo previsto en el rango. Posee la debilidad del volumen grande de cubeta, superior a lo habitual, y que además es propio de condiciones de complicadas de trabajo.
- Dos grúas trabajando simultáneamente en paralelo, cada una con una cubeta de 1,0 m³ y una capacidad de carga mínima de 2,9 t, lo que garantiza que entre las dos se alcance un ritmo de hormigonado de 20 m³/h. Aunque emplea dos grúas, al requerir menor capacidad de carga, puede ocurrir que el costo de alquiler de las dos sea menor que el de una grúa de mayor capacidad de carga, lo que se debe analizar en el proceso de elección.

Para flujo de hormigonado de más de 20 m³/h se aprecia que las grúas con cubetas no constituyen una opción competitiva respecto al hormigonado mediante bombas. No obstante, si se emplea la tecnología de hormigonado con grúa, para satisfacer el rango mínimo previsto se necesita una cubeta con un volumen de unos 2,0 m³. Ya se ha planteado que cubetas con un volumen tan grande resultan inoperantes, aunque no imposibles, y además implican una capacidad de carga mínima de la grúa de unas 5,8 t para el radio de hormigonado en cuestión. A partir de este análisis, a los efectos de facilitar la elección de la tecnología de hormigonado con grúa, en los resultados de la investigación se propone valorar una de dos variantes:

- Una grúa con una cubeta de volumen grande, en este caso de 2,0 m³, lo que implica capacidad de carga mínima de 5,8 t y garantiza un ritmo de hormigonado de 20 m³/h, mínimo previsto en el rango. Esta variante no permite dar solución a alternativas con flujos de hormigonado mayor a esta magnitud.
- Dos grúas trabajando simultáneamente en paralelo, cada una con una cubeta de 1,5 m³ y una capacidad de carga mínima de 4,4 t, lo que garantiza que entre las dos se alcance un ritmo de hormigonado de unos 30 m³/h, superior al mínimo previsto en este rango. Esta alternativa puede llegar a ser más viable.

Las grúas son equipos que por características permiten llevar el hormigón sin dificultades a diferentes alturas [1,2,7,9]. En el hormigonado, el parámetro de trabajo que identifica esta acción es la altura de vertido. Toda grúa posee un parámetro de trabajo que se denomina altura de izaje [2,3,10,11] y que identifica la distancia vertical que va desde el nivel de trabajo del equipo hasta el nivel del gancho de izaje de la grúa. Al definir la altura de hormigonado hay que partir precisamente del parámetro "altura de izaje", pero hay que considerar además tres elementos: el alto de la cubeta que contiene al hormigón, el largo del aditamento de izaje con el que se eleva la cubeta y una distancia de seguridad que impida que la cubeta, durante el hormigonado, golpee el encofrado o elemento sobre el que se vierte el hormigón.

Los resultados de la investigación concluyen considerar como promedio, para estos tres elementos: alto de la cubeta de 1,5 m; largo promedio del aditamento de izaje de 1,0 m; y distancia de seguridad de 0,5 m. Ello suma unos 3 m, que será necesario restar siempre a la altura de izaje que es capaz de alcanzar cada modelo concreto de grúa hasta el nivel del gancho de izaje al caracterizar la altura de vertido.

Otro aspecto que es necesario valorar cuando se analiza la tecnología de hormigonado con grúa y cubeta es el nivel hasta el que es necesario llevar el hormigón con la grúa. Al caracterizar los elementos de las obras construidas en Cuba, se coincide en diferenciar los niveles hormigonado [1,2,6] de acuerdo a los siguientes criterios: Por debajo del nivel de -1 m, que caracteriza el vertido del hormigón en elementos de obras ubicados en el interior de fosos, como cimentaciones, con la grúa ubicada sobre la superficie del terreno; en el nivel de ±1 m, que caracteriza el hormigonado prácticamente al nivel del terreno; niveles entre +1 m y +10 m, que caracteriza el vertido del hormigón edificaciones y elementos de obra de mediana altura sobre la superficie del terreno, así como el hormigonado de obras de mediana altura ubicadas en fosos, pero con la grúa situada en el interior del mismo; y por encima del nivel de +10 m, que caracteriza el vertido del hormigón en edificaciones de mayor altura.

En los dos primeros de estos niveles no tiene ninguna incidencia la altura de vertido; ya en los niveles entre +1 m y +10 m, y por encima de +10 m, sí es necesario analizar como parámetro de elección de la grúa la altura de vertido.

El análisis de las tecnologías de hormigonado con grúas considera los resultados ya alcanzados anteriormente con la investigación [1], primero en relación con la variable flujo de hormigonado, que prevé cuatro rangos; y en segundo lugar, con la variable nivel de hormigonado, también con cuatro rangos.

El objetivo entonces es definir, para cada rango de flujo de hormigonado y nivel de hormigonado, los radios de hormigonado y alturas de hormigonado que son capaces de cumplir cada grupo de grúas.

La tabla 2, ya mostrada, resume la capacidad de carga mínima necesaria de la grúa para garantizar cada uno de los rangos de flujo de hormigonado. Tomando esta capacidad de carga como dato de partida, los parámetros de trabajo de las grúas en explotación en el país, resumidos en las cartas tecnológicas [1] y los grupos de grúas por tipos resumidos en la tabla 1, se determinan los radios máximos de hormigonado que se pueden alcanzar con los diferentes grupos donde existen grúas en explotación en el país, para cada uno de los niveles de hormigonado.

3. Resultados

El voluminoso trabajo se resume en las cartas tecnológicas [1] y a modo de ejemplo, se exponen a continuación los resultados del análisis en un caso de estudio para flujo de hormigonado entre 5 y 10 m³/h y nivel de hormigonado entre +1 y +10 m

Según la tabla 2, se necesita una cubeta con volumen de 1 m³ para garantizar el flujo de hormigonado máximo previsto en este rango, y en base a ello, la capacidad de carga necesaria de la grúa es de 2,9 t. Partiendo de esta capacidad de carga, considerando los parámetros de trabajo de las grúas en explotación en el país [10,11] y los grupos de grúas por tipos, se determinan los radios máximos de hormigonado que es posible alcanzar con los diferentes grupos donde existen grúas en explotación en el país para el nivel de hormigonado entre +1 y +10 m.

Comparado con los niveles de -1 m y de +1 m, la diferencia fundamental en este nivel radica en la necesidad de considerar la altura de vertido de la mezcla. La tabla 3 resume los resultados.

Tabla 3. Radios y alturas para el vertido con grúa y cubetas de 1,0 m³ para flujo de hormigonado entre 5 y

10 m³/h y nivel entre +1 m a +10 m (Elaboración propia)

Tipo de grúa	Grupo de grúa según el sistema de precios de la construcción (t)		Radio máximo	Altura posible para el	Altura máxima de vertido	Radio máximo para la altura máxima de
	Grupo	Capacidad máxima	posible para 2,9 t (m)	radio máximo (m)	posible (m)	vertido (m)
Grúas sobre neumáticos	I	5 a 8	4,6	5,8	17,0	7,0
	II	9 a 14	10,2	10,4	19,0	9,0
	III	15 a 20	13,5	6,6	25,6	12,0
	IV	21 a 25	16,8	15,8	36,2	12,5
	VI	36 a 40	24,0	7,0	53,0	15,0
		3 a 8	7,2	6,2	12,6	7,0
	III	15 a 20	15,0	25,4	31,6	6,4
Criúna nabra	V	26 a 35	16,6	24,5	38,4	7,4
Grúas sobre	VI	36 a 45	22,0	29,0	50,0	12,0
camión	VII	46 a 55	21,0	31,6	38,0	6,0
	VIII	56 a 65	32,0	27,0	60,8	16,5
	X	Más de 76	60,0	33,0	105,9	18,5
Grúas sobre esteras	III	15 a 20	12,0	3,8	23,3	11,3
	IV	21 a 25	18,5	19,0	33,0	13,1
	VI	50 a 60	33,0	22,8	43,0	17,0
	VII	Más de 61	31,2	32,0	43,2	12,2
Grúas torre		3 a 10	38,0	56,1	56,1	42,0

Al analizar los resultados de la tabla 3, se llega a la conclusión de que en este nivel de hormigonado, no es posible el empleo de grúas de los siguientes grupos:

- Grúas sobre neumáticos del grupo I: Para capacidad de carga de 2,9 t y el radio máximo posible, sólo se puede hormigonar hasta 5,8 m de altura, valor por debajo de los 10 m que es valor máximo del nivel analizado.
- Grúas sobre neumáticos del grupo III: Para la misma capacidad de carga y el radio máximo posible para ella, sólo se puede hormigonar hasta 6,6 m de altura.
- Grúas sobre neumáticos del grupo VI: Sólo es posible alcanzar 7 m de altura.
- Grúas sobre camión del grupo I: Para estas mismas consideraciones sólo es posible hormigonar hasta 6,2 m de altura.
- Grúas sobre esteras del grupo III: Es posible llegar sólo a 3,8 m de altura.

Con excepción de las mencionadas, todas las restantes variantes garantizan el hormigonado en el rango de flujo entre 5 y 10 m³/h y alturas de vertido hasta +10 m.

Quedaría entonces decidir por los especialistas de las empresas constructoras o de proyecto, de acuerdo a las posibilidades de la empresa y los grupos de grúas que cumplen los parámetros tecnológicos de la tabla 3, la grúa concreta a utilizar en el hormigonado.

El ejemplo expuesto brinda las herramientas necesarias que pueden ser generalizadas en cualquier variante. Todas ellas se encuentran resumidas en las cuatro cartas tecnológicas para el hormigonado in situ de las obras de construcción [1].

La investigación permite constatar que el hormigonado con grúas y cubetas constituye una de las dos tecnologías principales de ejecución de esta actividad en Cuba, lo que es indicador de su pertinencia e impacto. Las cuatro cartas tecnológicas elaboradas como resultados de la misma [1] exponen los esquemas de trabajo, tablas y anexos que permiten decidir a los ejecutores y proyectistas de las obras la elección óptima del hormigonado con grúas y cubetas, incluyendo indicadores técnicos y económicos.

El ejemplo además, permite sintetizar el orden consecutivo a seguir para decidir la tecnología de hormigonado con grúas y cubetas, que se resume de la siguiente manera:

- Calcular el flujo de hormigonado requerido para lograr un hormigonado ininterrumpido, sin la formación de juntas frías.
- Con la magnitud del flujo de hormigonado, seleccionar la carta tecnológica concreta a emplear entre las cuatro propuestas.
- Definir el nivel en el que se efectúa el vertido de la mezcla de hormigón entre los cuatro previstos, así como las peculiaridades geométricas de la obra en que se efectúa el hormigonado.
- Calcular los parámetros de trabajo de la grúa necesarios para satisfacer las condiciones concretas de hormigonado, esto es, volumen de cubeta (fórmula 1), capacidad de carga necesaria para satisfacer el flujo de hormigonado (fórmula 2), altura de hormigonado y radio de hormigonado (estos dos últimos a partir de la forma, dimensiones y método de hormigonado).
- Consultar la carta tecnológica concreta y determinar los grupos de grúas que pueden satisfacer los requerimientos de hormigonado en la obra.
- Decidir el grupo de grúas, y en base a las posibilidades de las empresas constructoras, la grúa concreta a emplear en el hormigonado.
- Adecuar los restantes integrantes del sistema de hormigonado a la variante seleccionada, teniendo en cuenta el rendimiento que alcanza la grúa, lo que incluye tecnologías de preparación, transporte, compactación de la mezcla de hormigón, terminación de las superficies y curado.
- Efectuar el análisis de los principales indicadores técnicos y económicos que caracterizan a la variante escogida, incluyendo tiempo de ejecución, consumo de fuerza de trabajo y de equipos y costo de construcción, con ayuda de las cartas tecnológicas.

4. Conclusiones

El artículo resume las recomendaciones para el empleo de las grúas con cubetas como una de las variantes principales sintetizadas en la investigación "Cartas tecnológicas para el hormigonado in situ de las obras de construcción en Cuba". Como resultados significativos, se logra evaluar el estado actual de las tecnologías de hormigonado mediante grúas con cubetas y su concatenación con los restantes elementos integrantes del sistema de hormigonado in situ; caracterizar los grupos de grúas empleadas actualmente en Cuba en la actividad de hormigonado; y definir el procedimiento para la elección óptima de las grúas con cubetas, para los diferentes rangos de flujo de hormigonado, niveles de hormigonado y características de las obras de construcción

Concluido el trabajo, los resultados de la investigación permiten sintetizar un conjunto de recomendaciones que deben cumplirse cuando se emplean grúas con cubetas en el hormigonado de las obras de construcción: En primer lugar, en esta variante tecnológica, se refrenda al flujo de hormigonado como elemento concatenador de las actividades integrantes del sistema de hormigonado; los cuatro rangos de flujo de hormigonado definidos en las cartas tecnológicas para el hormigonado in situ de las obras de construcción, pueden ser aplicados en el proceso de análisis de la elección de la grúa adecuada, con la única salvedad que para flujos de hormigonado superiores a los 20 m³/h, la grúa con cubetas no constituye una tecnología competitiva con las bombas de hormigonado, aunque sí posible; existen en explotación en Cuba, tipos y modelos de grúas que son capaces de satisfacer capacidades de carga compatibles con los cuatro rangos de flujo de hormigonado, y que además, pueden garantizar las alturas de vertido y radios de hormigonado necesarios a los diferentes tipos de elementos de obras; siempre habrá que complementar la elección de los restantes equipos integrantes del sistema de hormigonado, tomando como parámetro decisor al rendimiento o ritmo de hormigonado de la grúa con cubeta seleccionada.

Referencias Bibliográficas

- [1] R. Puig M. y J. J. Howland A., "Nuevas cartas tecnológicas para el hormigonado in situ de las obras de construcción", *Revista Cubana de Ingeniería*, Vol. 5, No. 1, pp. 11-17, 2014.
- [2] J. J. Howland A., Tecnología del Hormigón para Ingenieros y Arquitectos, 2da. Edición. La Habana: Editorial Félix Valera, 2016.
- [3] Y. Socarrás C. e I. N. Vidaut Q., "Desde la tecnología del prefabricado actual hasta la prefabricación contra pedido", Revista Ciencia en su PC, Enero-Marzo, No. 1, pp. 104-115, 2017.
- [4] F. J. Figueredo L., "Aplicación de la filosofía Lean Manufacturing en un proceso de producción de concreto", Revista Ingeniería Industrial: Actualidad y nuevas tendencias", Vol. IV, No. 15, pp.7-24, 2015.
- [5] M. Orozco, Y. Ávila, S. Restrepo y A. Parody, "Factores influyentes en la calidad del concreto: una encuesta a los actores relevantes de la industria del hormigón", Revista Ingeniería de Construcción, Vol.33, No. 2, pp. 161-172, 2018.
- [6] C. Britez, J. Gadea, M. Carvalho y P. Helene, "Hormigón y hormigonado de

- cimentación con hormigón autocompactante y de elevadas prestaciones", *Revista ALCONPAT*, Vol. 6, No. 1, pp. 28-40, 2016.
- [7] A. B. García A., "Innovaciones tecnológicas en la construcción civil", Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento, Vol. 10, No. 12, pp. 54-71, 2020.
- [8] S. E. Ypanaqué A., R. C. Chucuya H. y L. Esquivel P., "Mantenimiento preventivo para incrementar la disponibilidad y confiabilidad de una grúa", Revista INGnosis, Vol. 3, No. 2, pp. 309-322, 2017.
- [9] C. Paredes G., "Efecto de las grúas en el hormigonado de edificaciones en altura", *Revista BID*, Vol. 89, No. 1, pp. 46-51, 2013.
- [10] CUBA, MINISTERIO DE LA CONSTRUCCIÓN, DIRECCIÓN DE MECANIZACIÓN, "Inventario de equipos de construcción". La Habana: Editora MICONS, Registro 407-8-8-2012, 178 pp., 2017.
- [11] CUBIZA, Central de Equipos, "Inventario de Equipos", La Habana: CUBIZA, Cuba, diciembre 2018.