

Revista Ciencia y Construcción

**Combined Piled-Raft
Foundations Behavior 06**

16 **Análisis Probabilístico De
Inundaciones En Función De
Los Drenajes Existentes En
Vías De Primer Orden**

Director/Editor Técnico

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

Editor Ejecutivo

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

Editores Asociados

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

Comité Científico

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

Sumario

Consejo Editorial	02
Sumario	03-04
Sección 1: Artículos de Investigación	05
Combined Piled-Raft Foundations Behavior	06-15
Ing. Aldo Fernández Limés, Ing. Willian Daniel Cobelo	
Análisis Probabilístico De Inundaciones En Función De Los Drenajes Existentes En Vías De Primer Orden	16-29
Ing. Abdul Amin Awudu Micolta Ing. Mary Deyanira Loayza Freire Ing. Jesús Enrique Espinoza Correa Ing. Luis Ángel Vargas Collaguazo	
Análisis De Vulnerabilidad Hidrológica Por Inundaciones En Ciudades De Hasta 6 000 Habitantes	30-42
Ing. María Elena Sánchez Armijos Ing. Amanda Estefanía Morocho Ortega Ing. Jesús Enrique Espinoza Correa Ing. Luis Ángel Vargas Collaguazo	
Validación De Fibras De PEAD Para Hormigones Proyectados Para Trasvases	43-51
Est. 4to. David Rufín-Alvarado Est. 4to. . Vladimir León-Vázquez Ing. Yosvany Díaz Ing. Fernando Martirena	

Sumario

Evaluación Con AIMSUN De Una Intersección Semaforizada En La Ciudad De Machala, Ecuador 52-62

Ing. Juliana Lisbeth Salinas Gonzaga
Ing. Joselyn del Cisne Torres Chamba
Ing. Elsi América Romero Valdiviezo
Ing. Carlos Eugenio Sánchez Mendieta

Evaluación Para El Mejoramiento Del Alcantarillado Sanitario De La Comuna Galayacu Del Cantón Pasaje 63-75

Ing. Paúl André Añazco Campoverde
Ing. Eliana Paulette Piedra Capelo
Ing. Gilbert Adrián Añazco Campoverde
Ing. Juan Carlos Berrú Cabrera

Comportamiento De Marcos De Acero Con Arriostramientos Excéntricos Sometidos A Secuencias Sísmicas 76-87

Ing. Jaime Patricio García
Ing. Marcos Geovanny Zevallos Loor

Diseño De Rutas De Transporte Público Por Modelación Matemática En La Ciudad De Machala, Ecuador 88-100

Ing. Jean Leonardo Ordóñez Oviedo
Ing. , Yudy Patricia Medina Sánchez
Ing. Ariana Solange Condoy Armijos
Ing. Carlos Eugenio Sánchez Mendieta



Artículos de Investigación

Combined Piled-Raft Foundations Behavior

Comportamiento De Losas De Cimentación Combinadas Con Pilotes

Authors

Aldo Fernández Limés¹, Willian Daniel Cobelo Cristiá²

¹Assitant professor, Technological University of Havana, 114 Av. #11901, Havana, Cuba, afernandezl@civil.cujae.edu.cu.

²Associate professor, Technological University of Havana, 114 Av. #11901, Havana, Cuba, wcobelo@civil.cujae.edu.cu

ABSTRACT

Combined pile-raft foundations (CPRFs) have become a prevalent foundation solution in contemporary civil engineering due to the growth in high-rise construction. CPRFs offer advantages such as high load-bearing capacity and reduced settlements. However, their complexity requires thorough investigation to optimize the process via efficient numerical analysis methods. Parameters like pile diameter, length, quantity, and raft thickness, traditionally examined analytically, require comprehensive consideration of interactions, often relying on approximations which lead to uncertainties. This study evaluates CPRF tensile-deformation behavior through parametric investigation using numerical methods to discern the influence of pile diameter, length, quantity, and raft thickness on structural response to vertical and horizontal forces. Findings reveal pile diameter significantly dictates response to horizontal loading, while slenderness ratio governs response to vertical loading, with higher impact at increased values. Increased raft thickness leads to more uniform load distribution among piles and higher bending moments within the raft. These insights deepen understanding of CPRF behavior under various loading conditions, informing optimized design and construction practices in civil engineering.

Keywords: combined pile-raft foundations, numerical analysis methods, pile diameter, pile length, raft thickness

RESUMEN

Las losas de cimentación combinadas con pilotes (LCCP) se han convertido en una solución de cimentación predominante en la ingeniería civil contemporánea debido al crecimiento de la construcción de gran altura. Las LCCP ofrecen ventajas como una alta capacidad de carga y asentamientos reducidos. Sin embargo, su complejidad requiere una investigación exhaustiva para optimizar el proceso mediante métodos de análisis numérico eficientes. Parámetros como el diámetro, la longitud, la cantidad y el espesor de la viga del pilote, tradicionalmente examinados analíticamente, requieren una consideración integral de las interacciones, a menudo basándose en aproximaciones que generan incertidumbres. Este estudio evalúa el comportamiento de tensión-deformación del LCCP a través de una investigación paramétrica utilizando métodos numéricos para discernir la influencia del diámetro, la longitud, la cantidad y el espesor de la viga del pilote en la respuesta estructural a las fuerzas verticales y horizontales. Los hallazgos revelan que el diámetro del pilote dicta significativamente la respuesta a la carga horizontal, mientras que la relación de esbeltez gobierna la respuesta a la carga vertical, con mayor impacto a valores mayores. El aumento del espesor de la balsa conduce a una distribución de carga más uniforme entre los pilotes y a mayores momentos de flexión dentro de la balsa. Estos conocimientos profundizan la comprensión del comportamiento del LCCP bajo diversas condiciones de carga, informando prácticas optimizadas de diseño y construcción en ingeniería civil.

Palabras clave: cimentaciones combinadas de pilotes y balsas, métodos de análisis numérico, diámetro del pilote, longitud del pilote, espesor de la balsa.

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2024 Aceptado: Marzo 2024

1. INTRODUCTION

One of the most significant challenges in combined pile-raft foundations (CPRFs) lies in determining the requisite number of piles for achieving foundation stability, numerous studies have been developed in this sense in recent years [1-14]. The addition of a small number of piles yields a substantial reduction in raft settlement; however, adding more piles results in marginal, nearly insignificant reductions, leading to uneconomical projects. Therefore, optimizing CPRF design necessitates reaching the minimum pile count to achieve settlement within tolerable limits. Incorporating a few piles in the central region of the raft reduces or nullifies differential settlements. In this design approach, piles are positioned centrally within the raft to approximate rigid behavior [15]. Nguyen, et al. [16] demonstrated that placing piles beneath columns significantly reduces soil settlements and bending moments in rafts.

The effects of pile quantity and load application significantly influence maximum settlement, differential settlement, and maximum bending moment. The load application method does not affect the percentage of load borne by the pile group but influences load distribution among them [17]. Pile groups are often designated with uniform lengths; however, this configuration may not be optimal, leading to studies aimed at reducing economic and environmental costs. Elwakil and Azzam [18] suggest that ultimate bearing capacity is directly proportional to pile quantity, and decreasing pile length increases the percentage of load borne by the raft. As the ratio of pile length to diameter (L/d) increases for a given pile count, settlements decrease, but this reduction is minimal for over 20 piles. Friction developed by a CPRF pile significantly exceeds that of an isolated pile or pile group, a critical consideration for design optimization [19].

Pile spacing significantly affects CPRF displacements under horizontal or vertical loading. Increasing spacing can substantially reduce the horizontal load borne by piles [20]. The impact of raft stiffness on behavior under concentrated loads is negligible for maximum settlement and percentage of load absorbed by piles. However, increasing raft thickness reduces differential settlement while increasing the maximum bending moment [17].

Horizontal forces on piles are often much smaller than vertical loads, obviating separate calculations. Under lateral loads, piles experience bending moments and shear forces, with section behavior influencing pile design. Pile lateral displacement is markedly nonlinear, even under relatively low loads; thus, nonlinear behavior must be considered for displacement prediction. Conversely, the maximum bending moment in concrete piles exhibits a near-linear relationship from initial loading to failure.

The lateral displacement of the pile is markedly nonlinear, even for relatively low loads; if a prediction of displacement is critical, the nonlinearity has to be taken into account. On the contrary, the maximum bending moment is linked to the application of lateral loads by a linear relationship; this is an aspect to be taken into account for its structural design. In concrete piles, the non-linearity of the pile material combined with the influence of settlement is compensated, this does not occur in steel piles [21]. The relationship between the load and the maximum bending moment in the pile, on the other hand, is nearly linear from the first loading states to failure.

Lateral loads on piles present a highly complex three-dimensional problem, assessable via the Winkler Model and finite element analysis, which account for nonlinear stress-strain soil behavior, soil variations, pile section variations, and other characteristics. In non-uniform pile arrangements concentrated under columns, the bending moment decreases while horizontal displacement increases [16]. Vertical load influences lateral load effects significantly, with bending moments and horizontal displacements increasing considerably with the vertical force-to-pile length ratio [22].

2. GRAPHICS , TABLES , MATERIALS AND METHODS

In this study, a numerical simulation was employed via a parametric investigation to analyze the behavior of CPRFs under vertical and horizontal loads and their impact on the variables involved in this particular foundation type. To determine the extent of influence exerted by various parameters on CPRF behavior, separate analyses of foundation elements were imperative. Specifically, the evaluation focused solely on the piles. The parameters considered for this investigation are detailed in Table 1, while Table 2 delineates the characteristics of the CPRF models.

In this study, a numerical simulation was employed via a parametric investigation to analyze the behavior of CPRFs under vertical and horizontal loads and their impact on the involved variables in this foundation type. To determine the extent of influence exerted by various parameters on CPRF behavior, separate analyses of foundation elements were imperative. Specifically, the evaluation focused solely on the piles. The parameters considered for this investigation are detailed in Table 1, while Table 2 delineates the characteristics of the CPRF models.

Table 1: Geometric characteristics of isolated pile models

Soil Type	Piles	
	Diameter (m)	Length (m)
Frictional Soil	0.4	5
		10
		20
	0.8	5
		10
		20

These parameters were integral to the numerical simulation aimed at understanding the behavior of isolated piles across various soil conditions and geometries.

Table 2: Geometric characteristics of CPRF models.

Models	Raft Dimensions (m)	Raft Thickness (m)	Pile Diameter (m)	Pile Length (m)	Quantity (units)
LP 4010 0.5	2.1x2.1	0.5	0.4	10	4
LP 4010 1	2.1x2.1	1	0.4	10	4
LP 8010 0.5	3.7x3.7	0.5	0.8	10	4
LP 8010 1	3.7x3.8	1	0.8	10	4

For this study, a linear-elastic model was adopted to represent concrete behavior, consistent with similar studies [23-25]. Concrete is assumed to have a compressive strength of *35 MPa*, an elasticity modulus of 2.35×10^7 *kN/m²*, a Poisson's ratio of *0.17*, and a density of *24 kN/m³*.

The selected soil model is Mohr-Coulomb, as it best describes tangential and normal stresses and their influence on soil bearing-capacity, aligning with the scope of this work. The homogeneous soil stratum considered here is predominantly granular, characterized by an elastic modulus (*E*) of *5000 kN/m²*, cohesion (*C*) of *10 kN/m²*, an internal friction angle (ϕ) of *30°*, and a unit weight (γ_d) of *14,15 kN/m³*.

Soil-structure interaction significantly affects the behavior of such foundations [26, 27]. To account for this, interface elements were created [28], allowing for differential displacements between node pairs at the soil-foundation interface. One model slides while the other separates, accounting for interface separations and sliding. The MIDAS GTS NX 2019 program automatically creates the interface throughout the foundation contact area based on soil properties.

Bending moments on the upper and lower faces of Rafts are among the parameters evaluated in this study. To determine their values, Gauging Shell elements are created, extracting mesh parts from the faces of three-dimensional elements to determine internal forces based on face stresses.

Loads are assigned through prescribed displacements, enabling the imposition of a displacement to the model to determine the resulting load. In isolated pile models, vertical displacement was *5 cm* applied punctually perpendicular to the pile's cross-section and *2.54 cm* horizontally. In CPRF models, vertical loads were applied punctually at the Raft center as prescribed displacements (*8 cm*), while horizontal loads were applied punctually at the column edge. Loads were gradually applied in increments to describe the stress-strain behavior for each increment. Soil self-weight, automatically calculated, had to be input in a separate stage per MIDAS GTS NX program requirements. Figure 1 shows the final result of one model (LP 4010 1).

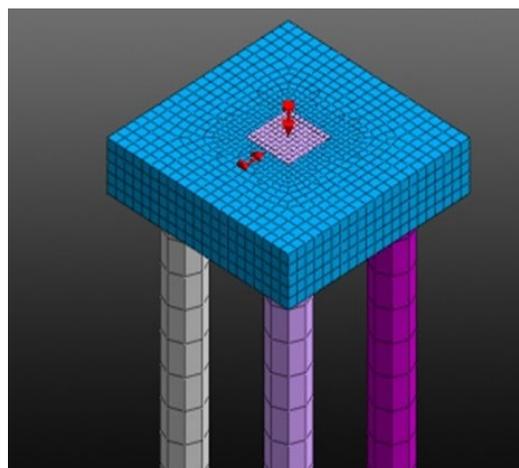


Figure 1: Model LP 4010 1.

Determining the load-bearing capacity and resistance and deformation behavior of CPRFs is a challenge. To achieve this, it is necessary to establish relationships among various influencing parameters, such as the diameter and length of the piles, as well as the thickness of the Raft.

3. RESULTS AND COMMENTS

The stress-strain behavior of individual piles under vertical loading was evaluated, yielding the results depicted in Figure 2.

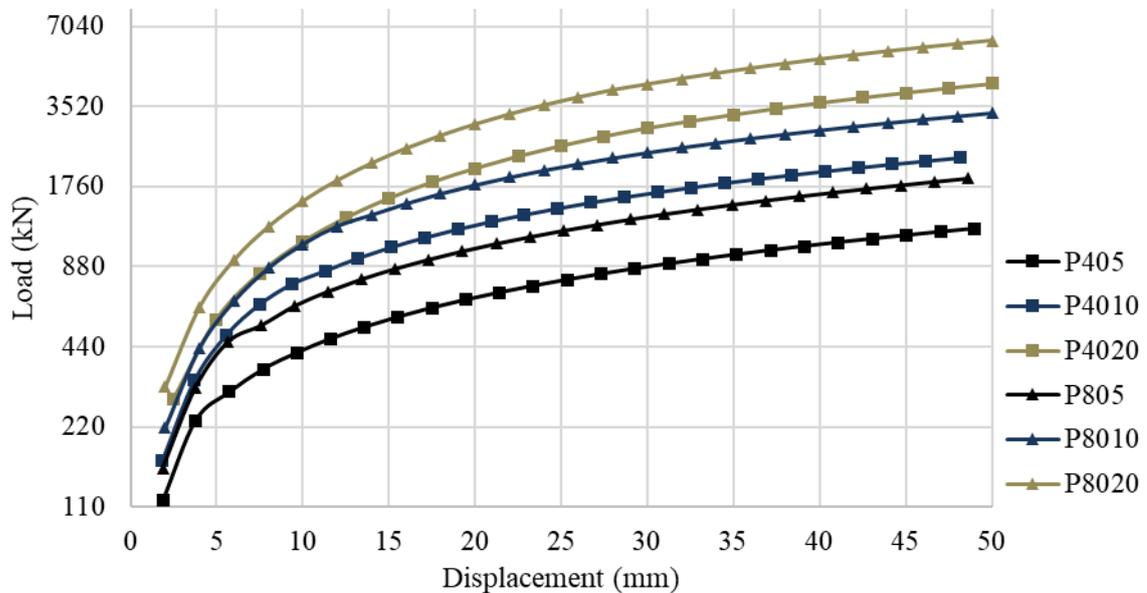


Figure 2: Stress-Strain Characteristics of Individual Piles under Vertical Loads.

From Figure 2, it is evident that increasing the length of the piles under vertical loading results in a proportional increase in the load required to induce the same settlement value in the soil. This relationship stems from the expanded contact area between the soil and the pile, consequently enhancing the foundation's bearing capacity. Moreover, it is a well-established fact that the settlement of piles diminishes as their diameter increases. In this parametric investigation, various isolated piles with differing diameters were designed, confirming the decrease in settlement values with increasing diameters.

The ultimate vertical load-bearing capacity of the isolated pile was determined using the NBR 6122/2010 method, with the results summarized in Table 3.

Table 3: Ultimate vertical load-bearing capacity in individual piles.

Model	Slenderness Ratio (L/D)	Vertical Load-Bearing Capacity (kN)	Difference (%)
P 405	12.5	500	0
P 4010	25	1200	58.3
P 4020	50	4600	73.9
P 805	6.25	1200	0
P 8010	12.5	2300	47.8
P 8020	25	5100	54.9

The ultimate vertical load-bearing capacity increases with both the length and diameter of the pile. Moreover, for the same slenderness ratio, the ultimate vertical load-bearing capacity escalates with the diameter of the piles. The differences obtained in the load capacity between the shorter piles (5m) and the rest (10 and 20m) were significant, with values greater than 45% in all cases, regardless of the diameter of the piles.

Additionally, the determination of the ultimate horizontal load-bearing capacity was predicated on the load that induces a lateral displacement of 2.54 cm, with the results illustrated in Figure 3.

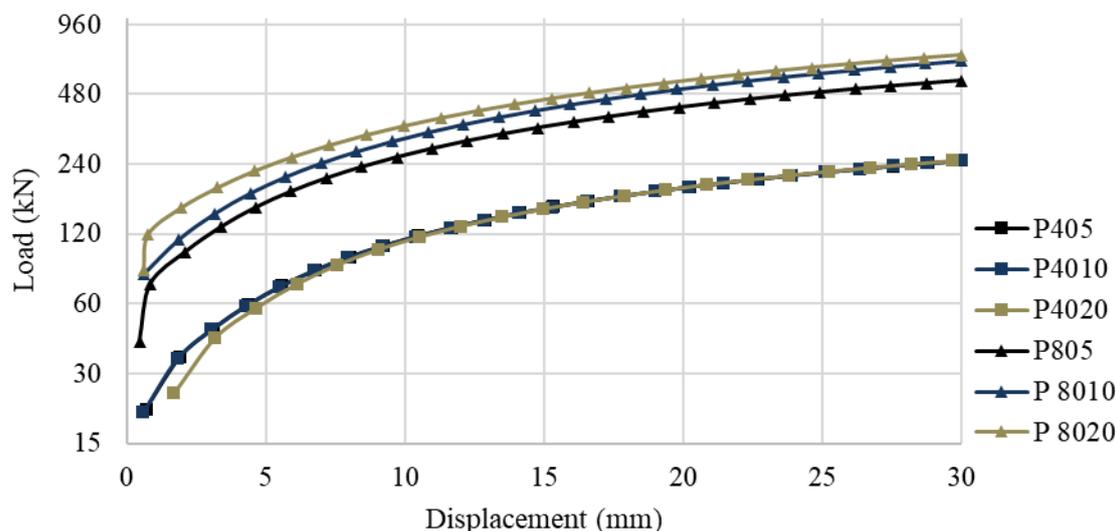


Figure 3: Stress-Strain Behavior of Individual Piles under Horizontal Loads.

The pile length does not significantly impact the ultimate horizontal load-bearing capacity. However, with an increase in diameter, the load-bearing capacity increases considerably. The results of the ultimate horizontal load-bearing capacity and its variation concerning pile length are presented in Table 4.

Table 4: Values of horizontal load-bearing capacity for 40 cm diameter piles.

Model	Slenderness Ratio (L/D)	Ultimate Horizontal Load-Bearing Capacity (kN)	Difference (%)
P 405	12.5	221	0
P 4010	25	222	0.45
P 4020	50	223	0.44
P 805	6.25	490	0
P 8010	12.5	591	17
P 8020	25	625	5

For 40 cm diameter piles, the difference in horizontal load-bearing capacity is practically negligible with increasing length, the differences between the load capacity of the shorter piles (5m) and the longer piles. In the case of 80 cm diameter piles, although the difference compared to 40 cm piles is slightly more pronounced, their contribution to the ultimate horizontal load-bearing capacity remains relatively low. This reaffirms that pile length does not significantly influence the ultimate horizontal load-bearing capacity of the piles.

Combined Rafts with piles stand out as one of the most common foundation solutions for tall buildings. Despite decades of research, uncertainties persist regarding their design and performance due to the complex load transfer mechanism between the structure and the soil, which is influenced by various factors. Numerical methods offer precise modeling capabilities for such foundations, enabling predictions of their behavior under diverse loading scenarios.

In the models of combined Rafts with piles, a uniform pile length of 10 meters was maintained throughout, with the supporting soil remaining consistent. The only variables considered were the diameters of the piles (40 cm and 80 cm) and the heights of the pile caps (50 cm and 100 cm). Figure 4 illustrates the stress-strain response under vertical loads.

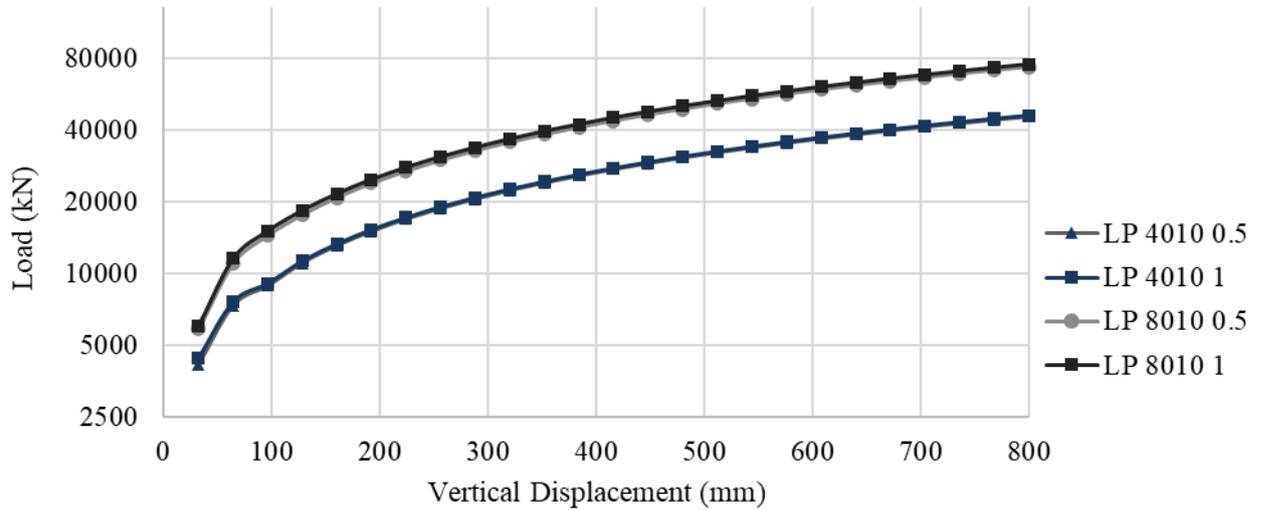


Figure 4: Stress-strain behavior of CPRF under vertical loads.

According to Figure 4, it is evident that, for the same raft thickness, the one with a pile diameter of 80 cm exhibits greater resistance. This is because the increased contact area between the soil and the surface of the piles reduces pressures at the pile tips, thereby enhancing their load-bearing capacity under vertical loads. The raft thickness is a crucial variable, as it contributes to the horizontal load-bearing capacity of the foundation system.

The results obtained indicate that increasing the raft thickness by 50 cm does not affect the ultimate vertical load-bearing capacity of the foundation. This is attributed to the fact that small-sized pile caps do not significantly contribute to the vertical load-bearing capacity.

Additionally, the stress-strain behavior under horizontal loads was evaluated while maintaining a constant raft thickness. This allowed for the assessment of the influence of pile diameter on the horizontal load-bearing capacity and the behavior of the combined Rafts with piles. The results of these models are presented in Figure 5

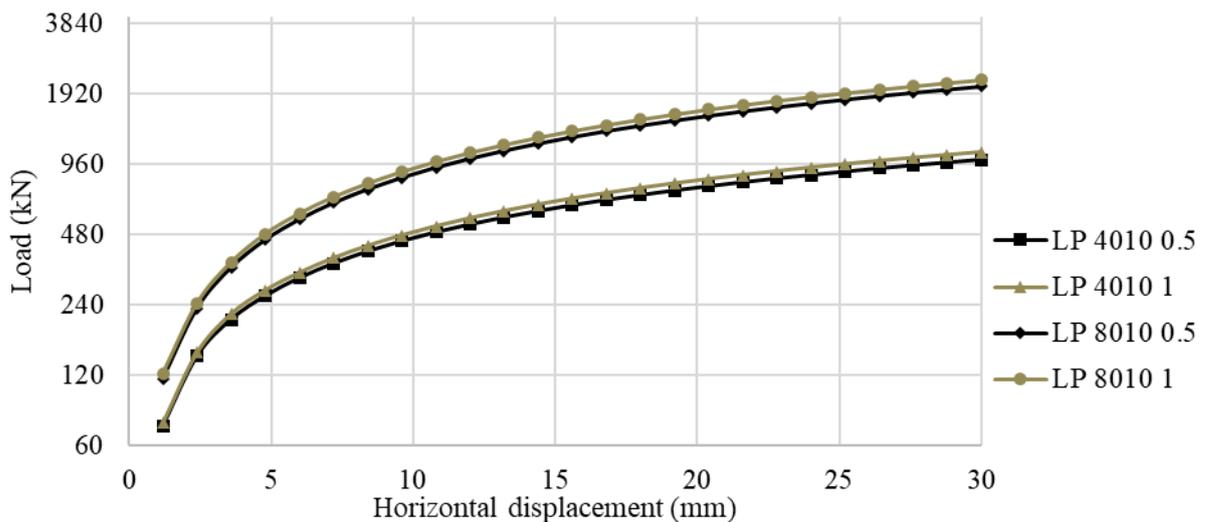


Figure 5: Stress-strain behavior of CPRF under horizontal loads.

In the displayed models, it is noticeable that there are increases in the load-bearing capacity of the combined Rafts with piles as the diameter of the piles increases. According to the results, a 100 % increase in pile diameter leads to approximately a 50 % increase in the load-bearing capacity of the combined rafts with piles. The raft thickness is a crucial variable, and understanding its contribution to horizontal loading can be economically advantageous for the foundation.

Moreover, the effect of raft thickness on the combined rafts with piles positively contributes to the horizontal load-bearing capacity. In both experiments, there is a slight increase in the load-bearing capacity of the combined Rafts with piles. In both cases, the increase in horizontal load-bearing capacity was modest, with values of 7 % and 6 % in the combined rafts with piles with pile diameters of 40 cm and 80 cm, respectively. Despite this, it contributes to the load-bearing capacity, being a factor to consider in the design, primarily due to the friction generated on the adjacent faces and the passive soil pressure on the frontal face.

To determine the influence that the vertical load has on the horizontal load capacity, an LCCP was modeled with vertical load and horizontal load applied simultaneously and another only with horizontal load in the LCCP model with piles of 40 cm diameter, and raft thickness of 1m, then the results are shown in Figure 6.

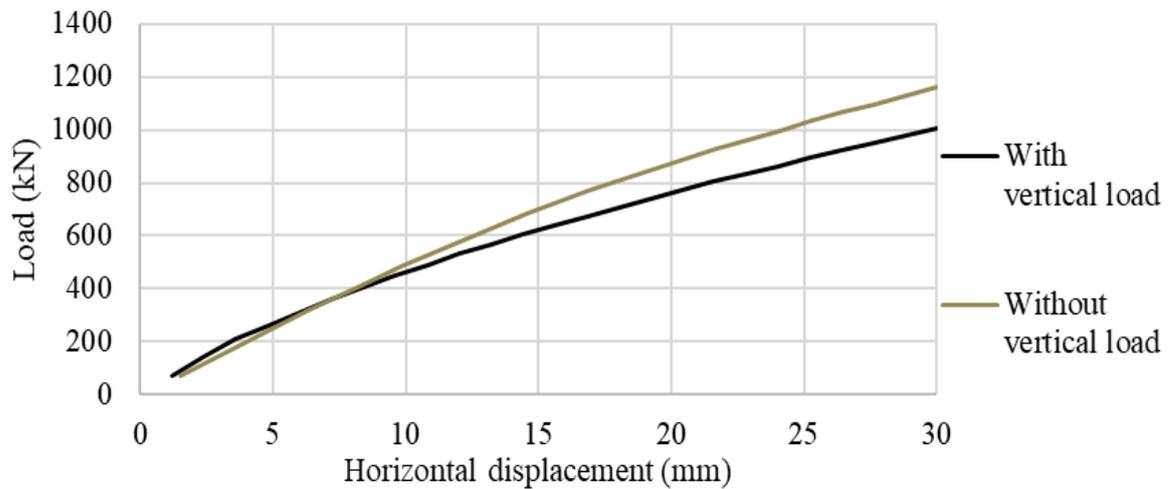


Figure 6: CPRF behavior under horizontal and vertical load.

The application of vertical loads induces an increase in the horizontal load-bearing capacity of the foundation, underscoring the importance of considering its impact in the design phase. The combined effect of vertical and horizontal loads resulted in an approximate 14 % enhancement in the horizontal load-bearing capacity. Therefore, when devising such foundations, accounting for this factor is imperative to ensure optimal design.

The influence of the raft thickness of the combined rafts with piles (LCCP) on the flexural moments of the rafts of models LP 8010 0.5 and LP 8010 1, with a vertical load applied value of 3000 kN at the center of the Raft, was assessed. Figure 7 depicts the values of these moments in the X-direction.

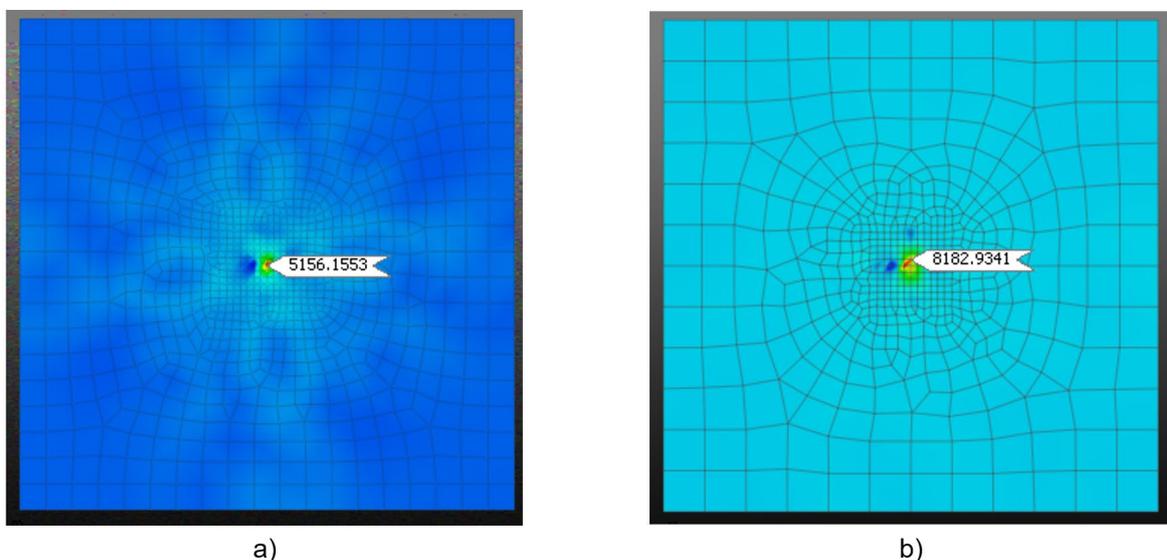


Figure 7: Bending moment in rafts a) LP 8010 0.5 and b) LP 8010 1.

An increase of 50 cm in the Raft thickness results in a 36% increment in bending moments, attributed to the increased rigidity of the Raft.

The equitable distribution of load on piles serves as an indicator of the raft or cap's rigidity. Determining the load borne by each pile in a group requires knowledge of the reactions at their heads, influenced by the displacement imposed on the numerical model of the pile group.

Table 5 summarizes the values of loads per pile for the studied pile groups, presenting their relationship with the applied vertical load corresponding to the imposed displacement.

Table 5: Load Distribution per Pile.

CPRF model	Reactions (kN)					Applied Load (kN)	Difference (%)
	P1	P2	P3	P4	Σ		
LP 4010 0.5	11423	10956	11053	11075	44506	45600	2.4
LP 4010 1	11143	11026	10971	11131	44271	45975	3.7
LP 8010 0.5	16984	16971	16851	16938	67744	73415	7.7
LP 8010 1	17661	17588	17463	17731	70442	75256	6.4

Considering a rigid head and articulated piles at their junctions, numerical results indicate that under this assumption, axial load is evenly distributed among each pile in the group. To consider soil-pile, pile-pile, pile-raft, and raft-soil interactions, the use of numerical simulation is mandatory to accurately determine the load distribution on each pile, as reflected in the results shown in Table 5.

4. CONCLUSIONS

The findings of this study underscore the significant influence of pile diameter and length on their vertical load-bearing capacity, emphasizing the need to consider soil interaction by including interface elements in the numerical model. Pile diameter emerges as the key variable determining horizontal load-bearing capacity, both individually and in groups, while flexural moments are closely related to the thickness of the Raft or head that connects the piles as a unit. The distribution of load among piles within a group is influenced by the complex interaction among all foundation system elements, as well as their properties and geometry. These results highlight the importance of employing advanced computational tools to conduct precise evaluations, avoiding the simplifications inherent in conventional analytical formulations.

BIBLIOGRAPHIC REFERENCES

1. P. Bhartiya, T. Chakraborty, and D. Basu, "Settlement Estimation of Piled Rafts for Initial Design," vol. 146, no. 2, p. 04019127, 2020. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002195](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002195)
2. D. Chanda, R. Saha, and S. Halder, "Behaviour of piled raft foundation in sand subjected to combined V-M-H loading," *Ocean Engineering*, vol. 216, p. 107596, 2020/11/15/ 2020. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2020.107596>
3. T. Nguyen, P. Le, and V. Tran, "The Influence of Raft Thickness on the Behaviour of Piled Raft Foundation," in 2020 5th International Conference on Green Technology and Sustainable Development (GTSD), 2020, pp. 483-488.
4. M. Rabiei and A. J. Choobbasti, "Innovative piled raft foundations design using artificial neural network," *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, vol. 14, no. 1, pp. 138-146, 2020/02/01 2020. <https://doi.org/10.1007/s11709-019-0585-8>
5. S. M. S. Sahraeian, J. Takemura, M. Yamada, and S. Seki, "A Few Critical Aspects to Rational Design of Piled Raft Foundation for Oil Storage Tanks," *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 38, no. 2, pp. 2117-2137, 2020/04/01 2020. <https://doi.org/10.1007/s10706-019-01152-0>
6. K. Amornfa, H. T. Quang, and T. V. Tuan, "PILED RAFT - AN EFFECTIVE FOUNDATION DESIGN METHOD FOR HIGH-RISE BUILDINGS IN HO CHI MINH CITY, VIET NAM," *GEOMATE Journal*, vol. 21, no. 87, pp. 102-109, 11/30 2021. <https://geomatejournal.com/geomate/article/view/894>
7. H. C. Bernardes, H. L. de Souza Filho, A. D. Dias, and R. P. da Cunha, "Numerical Analysis of Piled Raft Foundations Designed for Settlement Control on Steel Grain Silos in Collapsible Soils," *International Journal of Civil Engineering*, vol. 19, no. 5, pp. 607-622, 2021/05/01 2021. <https://doi.org/10.1007/s40999-020-00586-5>
8. H. Bolouri Bazaz, A. Akhtarpoor, and A. Karamodin, "A study on the effects of piled-raft foundations on the seismic response of a high rise building resting on clayey soil," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 145, p. 106712, 2021/06/01/ 2021. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106712>
9. B. Asefa, E. Assefa, L. Pantelidis, and C. Sachpazis, "Pile configuration optimization on the design of combined piled raft foundations," *Modeling Earth Systems and Environment*, vol. 8, no. 3, pp. 3461-3472, 2022/09/01 2022. <https://doi.org/10.1007/s40808-021-01318-x>
10. P. Deb, B. Debnath, R. B. Reang, and S. K. Pal, "Structural analysis of piled raft foundation in soft soil: An experimental simulation and parametric study with numerical method," *Ocean Engineering*, vol. 261, p. 112139, 2022/10/01/ 2022. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.112139>
11. Jamil et al., "Analysis and Design of Piled Raft Foundation Taking into Account Interaction Factors," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2022, p. 1334136, 2022/03/26 2022. <https://doi.org/10.1155/2022/1334136>
12. R. Modak and B. Singh, "A parametric study of large piled raft foundations on clay soil," *Ocean Engineering*, vol. 262, p. 112251, 2022/10/15/ 2022. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.112251>
13. Dhage and S. S. Solanke, "Comparative Analysis of Raft, Pile & Piled Raft Foundation using Designing Software," *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, vol. 1193, no. 1, p. 012006, 2023/06/01 2023. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1193/1/012006>
14. D. K. Malviya, A. Ansari, and M. Samanta, "Settlement and load sharing behavior of piled raft foundation: a review," *Innovative Infrastructure Solutions*, vol. 8, no. 11, p. 305, 2023/10/30 2023. <https://doi.org/10.1007/s41062-023-01272-w>
15. M. F. Randolph, "Design methods for pile groups and piled rafts," *Proc. 13th ICSMGE*, vol. 5, pp. 61-82, 1994 1994. <https://cir.nii.ac.jp/crid/1573105976512439680>
16. D. D. C. Nguyen, D.-S. Kim, and S.-B. Jo, "Parametric study for optimal design of large piled raft foundations on sand," *Computers and Geotechnics*, vol. 55, pp. 14-26, 2014/01/01/ 2014. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.07.014>
17. H. Poulos, "Piled raft foundations: design and applications," *Geotechnique*, vol. 51, no. 2, pp. 95-113, 2001.

18. Z. Elwakil and W. R. Azzam, "Experimental and numerical study of piled raft system," *Alexandria Engineering Journal*, vol. 55, no. 1, pp. 547-560, 2016/03/01/ 2016. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2015.10.001>
19. P. HG., "Methods of analysis of piled raft foundations," A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 of Piled Foundations, 2001 2001. <https://cir.nii.ac.jp/crid/1572543024820848384>
20. M. Rabiei, "Parametric study for piled raft foundations," *EJGE*, vol. 14, pp. 1-11, 2009.
21. G. Russo and C. Viggiani, "Piles under horizontal load: an overview," *Foundations*, pp. 61-80, 2008.
22. F. Liang, H. Chen, and S. Chen, "Influences of axial load on the lateral response of single pile with integral equation method," vol. 36, no. 16, pp. 1831-1845, 2012. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/nag.1090>
23. R. Katzenbach, C. Gutberlet, and G. Bachmann, "Soil-Structure Interaction aspects for ultimate limit state design of complex foundations," in *First International Symposium on Geotechnical Safety & Risk*, Shanghai, 2007, pp. 585-596.
24. L. Mu, M. Huang, and K. Lian, "Analysis of pile-raft foundations under complex loads in layered soils," vol. 38, no. 3, pp. 256-280, 2014. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/nag.2205>
25. M. Eid, A. Hefny, T. Sorour, Y. Zaghoul, and M. Ezzat, "Numerical analysis of large diameter bored pile installed in multi layered soil: A case study of damietta port new grain silos project," *Curr. Eng. Technol*, vol. 8, no. 2, pp. 218-226, 2018.
26. Fernández Limés and W. D. Cobelo Cristiá, "Influencia de la interacción suelo-estructura en una edificación de baja altura," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 3, no. 3, pp. 34-41, 10/01 2022. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/120>
27. Fernández Limés, I. Fernández Lorenzo, and W. D. Cobelo Cristiá, "Influencia de la interacción suelo-estructura estática en edificio de 100 metros de altura," *Revista Científica Ingeniería y Desarrollo*, vol. 41, no. 2, pp. 213-232, 2023. <https://doi.org/10.14482/inde.41.02.201.456>
28. Fernández Limés, M. Shendkar, and D. Ahiwale, R. Serra Toledo, Ed. *Soil structure interaction: Generalities*. Havana: Cujae, 2023.

Análisis Probabilístico De Inundaciones En Función De Los Drenajes Existentes En Vías De Primer Orden

Probabilistic Analysis Of Inundation In Function Of Existing Drainage On First Order Roads

Autores

Abdul Amin Awudu Micolta¹, Mary Deyanira Loayza Freire², Jesús Enrique Espinoza Correa³, Luis Ángel Vargas Collaguazo⁴

¹Ingeniero civil, Universidad Técnica de Machala, aawudu1@utmachala.edu.ec, <https://orcid.org/0009-0004-7782-2771>

²Ingeniero civil, Universidad Técnica de Machala, mloayza6@utmachala.edu.ec, <https://orcid.org/0009-0007-4108-6540>

³Ingeniero civil, Universidad Técnica de Machala, jespinoza@utmachala.edu.ec, <https://orcid.org/0000-0003-3859-0918>

⁴Ingeniero ambiental, Universidad Técnica de Machala, lvargas@utmachala.edu.ec, <https://orcid.org/0000-0001-7619-1323>

RESUMEN

La presente investigación se basa en el análisis de probabilidad de inundaciones, centrado en la capacidad hidráulica de los drenajes existentes en vías de primer orden, en la ciudad de Santa Rosa ubicada en Ecuador. La zona en donde se desarrolla el estudio tiene un historial de fuertes inundaciones, las cuales son consideradas como un evento meteorológico que puede llegar al nivel de un desastre natural en el caso más desfavorable, convirtiéndose en una gran amenaza en épocas de invierno. Es por ello que el objetivo del trabajo es evaluar el sistema de drenaje vial, mediante métodos de análisis hidrológicos e hidráulicos, para determinar la probabilidad de inundación a la que se ve expuesta la zona. Para llevar a cabo esta investigación se ha planteado una metodología que consta de tres partes: análisis hidrológico de la zona, análisis hidráulico de los drenajes y análisis probabilístico de inundaciones en función de las alcantarillas existentes en la vía de primer orden. Los resultados demuestran que el número de eventos posibles de inundación apunta a que la zona se inundará más de cinco veces en periodos de cinco años. En invierno de enero, febrero, marzo y junio, con los drenajes trabajando a toda su capacidad, la probabilidad de inundación es del 100%, lo que significa que el drenaje existente es incapaz de evacuar los caudales máximos hidrológicos. También se obtuvo en función de los caudales por periodos de retorno, que el drenaje puede soportar hasta 25 años trabajando a su máxima capacidad hidráulica.

Palabras claves: carretera, caudal, drenaje, hidráulica, hidrológico, inundación

ABSTRACT

This research is based on the analysis of the probability of flooding, focused on the hydraulic capacity of existing drainage in first order roads in the city of Santa Rosa, located in Ecuador. The area where the study is being carried out has a history of heavy flooding, which is considered a meteorological event that can reach the level of a natural disaster in the most unfavorable case, becoming a major threat in winter. Therefore, the objective of this work is to evaluate the road drainage system, by means of hydrological and hydraulic analysis methods, in order to determine the probability of flooding to which the area is exposed. In order to carry out this research, a methodology consisting of three parts has been proposed: hydrological analysis of the area, hydraulic analysis of the drains and probabilistic analysis of flooding based on the existing culverts in the first order road. The results show that the number of possible flood events suggests that the area will flood more than five times in five-year periods. In the winter of January, February, March and June, with the drains working at full capacity, the probability of flooding is 100%, which means that the existing drainage system is incapable of evacuating the maximum hydrological flows. It was also obtained, based on the return period flows, that the drainage can withstand up to 25 years working at its maximum hydraulic capacity.

Keywords: road, flow rate, drainage, hydraulics, hydrological, inundation

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2024 Aceptado: Marzo 2024

1. INTRODUCCIÓN

A nivel mundial se han suscitado desastres naturales relacionados a inundaciones, por tal motivo se han empleado diferentes metodologías sobre riesgos de inundación en carreteras. En el año 2021, en un estudio realizado en Europa, sobre riesgos de inundación en carreteras, se usó una evaluación de riesgos utilizando un enfoque basado en cuadrículas, para poder determinar el nivel de daño en la infraestructura vial. En donde, se tomaron seis mapas ráster de inundación para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años. Como resultados, compararon con cuatro métodos diferentes, y obtuvieron que el daño vial por inundaciones puede ser del 5 % al 10 % y llegar hasta el 60 % en casos específicos [1].

Ecuador ha tenido muchos eventos naturales en los últimos 35 años, siendo las inundaciones y las fuertes lluvias responsables del 44 % de los daños más graves y destructivos. Estos episodios han generado daños significativos en la agricultura, aislamiento de comunidades, origen de epidemias y consecuencias socioeconómicas adversas. Estas inundaciones suelen tener su origen en diversos factores, como las precipitaciones estacionales, obstrucción de ríos, eventos meteorológicos extremos, rupturas de presas, sistemas de drenaje deficientes, entre otros [2].

Las inundaciones, son consideradas como un evento meteorológico y/o un desastre natural, el cual representa una gran amenaza, cuando se desarrolla la etapa invernal, según datos de la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura UNESCO, de los desastres suscitados relacionados con el agua, el 50% corresponden a inundaciones [3]. Así que, analizar las inundaciones, se ha vuelto muy importante por el riesgo al que se encuentra expuesta la población, por eso se han generado con los años métodos de procesamiento informático y representación espacial, que permiten identificar metodologías óptimas para plasmar e interpretar las condiciones específicas de cada área de investigación [4]

Las fuertes precipitaciones, el desborde de ríos, y las inundaciones han sido fenómenos naturales recurrentes, que afecta a la estabilidad social, mientras más asentamientos haya en zonas vulnerables a inundaciones, más riesgo este involucra, por lo que más efectos negativos se presentaran. Estos efectos negativos, golpean directamente a la economía municipal ya que tienen que invertir más en construcción y reparación de obras de drenaje [5].

Por lo tanto, una solución a esta problemática es la evaluación de los sistemas de drenaje dado que esto se refiere a un proceso en el que se analiza el rendimiento y la eficacia de los sistemas, lo que conlleva medir indicadores y parámetros para evaluar la capacidad del sistema con el fin de gestionar la escorrentía del agua de lluvia y reducir los impactos negativos en el ámbito social y ambiental. En el año 2023 en Brasil se desarrolló un modelo de evaluación mediante la utilización de indicadores de fragilidad del sistema (IFS) y el proceso de jerarquía analítica (AHP), cuyo propósito es medir los parámetros de desempeño de los sistemas de drenaje urbano [6]. Además, la evaluación de los sistemas de drenaje implica evaluar la capacidad de un sistema para administrar de manera efectiva el escurrimiento de las aguas de lluvia [7] destacar que un drenaje vial se basa en un proceso de eliminar el exceso de agua de la superficie de una vía con el fin de prevenir la acumulación y daños. Este aspecto es muy importante en la infraestructura vial para garantizar la seguridad vial. En una investigación realizada en España, en donde se realizó un diagnóstico de sistemas de drenaje, menciona que los drenajes están diseñados para gestionar y controlar el flujo de aguas pluviales y residuales [8].

Al inspeccionar artículos científicos, se ha observado que se han empleado diferentes enfoques metodológicos en sus investigaciones, siendo uno de ellos un trabajo realizado en el 2018 en donde, estipulan que existen zonas urbanas, rurales o en la intemperie susceptibles a inundaciones, en donde, se evalúan redes de drenaje con un modelo de inundación 1D y 2D, para determinar la capacidad del sistema de drenaje, y se mezclaron datos computacionales de inundación, y se evalúan simulaciones de eventos de lluvia con diferentes periodos de retorno. Para los requisitos de datos en 1D, se utilizan subcuencas con sus respectivos parámetros hidrológicos, los parámetros para la caracterización de la subcuenca incluyen nodos de entrada, salida, pendiente del terreno, depósitos de depresión y características de infiltración del suelo. Las precipitaciones se aplicarán a su área con hietogramas para así describir los eventos considerando su intensidad, duración y frecuencia. Los datos por usar para el modelo 2D incluyen un modelo digital de elevación (DEM) [9].

En el año 2016 en un estudio realizado en Inglaterra, se usaron tres conjuntos de datos, nacionales sobre inundación, como el riesgo de inundaciones, mapas y áreas susceptibles a inundaciones por aguas subterráneas, como resultados, establecieron una serie de parámetros para calificar el riesgo de inundación y su afectación en la carretera, la evaluación depende del área local de frecuencia de inundación, de su gravedad y de la intersección de las carreteras, también determinaron que parte de los motivos de inundación, viene dado por la obstrucción de alcantarillas y llegaron a la conclusión de que es importante que se encuentren en constante mantenimiento. No obstante, para poder comprender la probabilidad por obstrucción, recomiendan realizar el modelado del drenaje hasta su fallo, usando los datos históricos sobre inundaciones, combinados con información sobre precipitaciones [10].

Por efectos del cambio climático, la zona baja del cantón Santa Rosa, resalta la vulnerabilidad a inundaciones en donde según el Plan de Ordenamiento Territorial del cantón, identifican alrededor de 23 zonas críticas. La zona noreste del cantón es en donde está la zona de estudio, ubicado en el margen del Río Santa Rosa es una zona definida de muy alto riesgo. Por lo que es prioritario la realización de estudios y evaluación, para la realización de obras de mitigación de los territorios vulnerables [11].

El presente trabajo tuvo como objetivo evaluar el sistema de drenaje vial, mediante métodos de análisis hidrológicos e hidráulicos, para determinar la probabilidad de inundación en la vía E25 Troncal de la Costa, comprendido entre la gasolinera La Victoria hasta el sector El Recreo.

2. DESARROLLO

En Ecuador, la región costera es susceptible a inundaciones, sobre todo por la existencia de extensas llanuras próximas a los ríos que tienden a inundarse frecuentemente. La acumulación de sedimentos y la presencia de comunidades asentadas en las zonas propensas a inundaciones aumentan de forma considerable la vulnerabilidad a eventos de esta naturaleza [2].

Según el servicio Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias, desde el comienzo del año hasta el 5 de junio de 2023, un total de 154 situaciones de riesgo se han producido en los 14 cantones de la provincia de El Oro por las intensas lluvias. Siendo el Cantón Santa Rosa uno de los más afectados, debido a las particularidades de la topografía de las cuencas hídricas, la intensidad de las precipitaciones, la concentración de las lluvias en intervalos breves y la influencia del fenómeno del Niño. Durante este año, en el cantón Santa Rosa se han registrado un total de 637 familias afectadas, 585 viviendas afectadas y 0,19 kilómetros lineales de vías afectadas, lo cual ha ocasionado pérdidas económicas significativas y la recurrencia de este acontecimiento conlleva consecuencias graves [12].

El presente trabajo de investigación tiene una parte documental, de campo e interpretación de resultados. A partir de los resultados obtenidos, por medio del método estadístico de distribución binomial se determinará la probabilidad de inundación en la zona de estudio. En la figura 1 se muestra la representación del tramo de la zona de estudio de la vía.



Figura 1: Tramo de la vía E25 Gasolinera la Victoria-Sector El Recreo Fuente: Los autores

En una investigación realizada en el 2023, señala que los estudios de probabilidad hidrológicos involucran el análisis de datos históricos con el fin de determinar la probabilidad de que ciertos eventos hidrológicos, como inundaciones, ocurran en el futuro [13]. Estos estudios abarcan análisis y técnicas usadas en la hidrología para comprender y analizar la variabilidad de eventos hidrológicos, como inundaciones, precipitaciones y caudales de ríos. El objetivo de los estudios de probabilidad hidrológicos es comprender la distribución, el flujo y la calidad del recurso hídrico, además de indagar las relaciones entre el agua y otros elementos del entorno natural. Estos estudios proporcionan información importante para diversos propósitos, como la gestión de recursos hídricos, observación ambiental y reducción de impactos de peligros naturales como inundaciones [14].

Análisis hidrológico de la zona de estudio:

Una cuenca hidrográfica se define como la zona de la superficie de la tierra donde todas las gotas de agua resultantes de una precipitación, al caer sobre ella, fluyen en una dirección común hacia un punto de salida particular. Por lo general, este punto de salida se encuentra a la menor elevación en toda la cuenca [15].

Para llevar a cabo el estudio referente a inundaciones, es importante recopilar los datos apropiados, que permitan obtener productos satisfactorios y reales. En la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), se realizó una investigación sobre inundaciones, y lo que postula, en primera instancia, es la recolección y procesamiento de datos, para el diagnóstico del sistema de drenaje. Tales como lo son, la utilización de programas informáticos como Google Earth y ArcMap, para poder obtener y procesar la topografía del terreno. Asimismo, sirve para delimitar las subcuencas y microcuencas, a través del software ArcMap se puede direccionar el flujo y conocer su acumulación. Para la determinación del tiempo de concentración se puede usar la ecuación de Kirpich y California [16] [17]. Para la obtención de datos se realizó modelación hidrológica y análisis probabilístico, que son fundamentales en este proyecto de investigación. Para la obtención de datos se realizó modelación hidrológica y análisis probabilístico, que son fundamentales en este proyecto de investigación.

Se procedió a obtener datos de precipitación máxima mensual de 22 años de registro mediante el satélite Giovanni, puesto que en la zona de estudio no existe una estación meteorológica.

Mediante el software ArcMap, se importó el modelo digital de elevación de 12,5x12,5 píxeles de tamaño de la página de la NASA para identificar los cauces y delinear las áreas de las microcuencas que contribuyen con el caudal en la zona de estudio. Este modelo digital de elevación requiere de un sistema de coordenadas UTM que incluye componentes horizontales y verticales, los cuales deben ser detallados en los metadatos [18].

Luego, se elaboró el cálculo de intensidad de lluvia para los siguientes períodos de retorno: 2; 5; 10; 25; 50; 100 y 500 años. Intensidad de lluvia se define como la cantidad de lluvia que cae en un punto, por el tiempo que dura la tormenta. La intensidad representa la cantidad de agua que ha caído, medida en milímetros por unidad de tiempo, la cual puede ser instantánea o promedio, considerando la duración completa de la lluvia [19]. Para determinar las intensidades de lluvia, se empleó la ecuación de Sherman mejorada por Bernard ecuación (1), la cual se presenta a continuación:

$$I = \frac{K \times (T)^m}{(tc)^n} \quad (1)$$

Donde:

I = Intensidad de lluvia (mm/H)

T = Período de retorno (años)

K = Término constante de regresión

m = Coeficiente de regresión

tc = Tiempo de concentración (min)

n = Reconocimiento de ubicaciones geográficas

Para delimitación de microcuencas se utilizó el software ArcMap versión 10,8 en la cual se obtuvo la caracterización hidrológica de cada una de las microcuencas, como su longitud máxima del cauce, la cual es la medida de la distancia más larga recorrida por las partículas de flujo, comprendida entre el punto más alto y el punto más bajo del cauce, además se determinó la pendiente de cada microcuenca, la cota máxima y mínima de cada microcuenca.

El tiempo de concentración es el tiempo que demora una gota de agua en llegar desde el punto más alto de una cuenca hasta el punto más bajo. Para este caso se emplearon dos ecuaciones con el fin de comprobar valores, la ecuación (2) es de Kirpich y la ecuación (3) es de California [16] [17], presentadas a continuación:

$$Tc = 0,000323 \times \left(\frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \right) \quad (2)$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración

L = Longitud del cauce principal (m)

S = Pendiente (m/m)

$$Tc = \left(\frac{0,87 \times L^3}{C_{Mc} - C_{mc}} \right)^{0,385} \quad (3)$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración

L = Longitud del cauce principal (m)

C_{Mc} = Cota máxima

C_{mc} = Cota mínima

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía se identificaron áreas de uso de suelo de cada microcuenca, realizando el cálculo con coeficientes ponderados para cada área. Para este cálculo se usó las tablas de Ven Te Chow [20]. Posteriormente, para determinar el caudal hidrológico de cada microcuenca se utilizó el método racional utilizando la ecuación (4), dado que calcula el caudal máximo de aguas lluvias. La ecuación del método racional es la siguiente:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3.6} \quad (4)$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/seg)

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de precipitación (mm/h)

A = Área de aportación (Km^2)

Análisis hidráulico de alcantarillas:

Para el análisis hidráulico hay que calcular el caudal máximo de las alcantarillas. Se realizó la nivelación geométrica de la zona para obtener las cotas partiendo de una placa geodésica del Ministerio de Transporte y Obras Públicas con nomenclatura MR7H-21 con una altura geométrica de 4,043 m con coordenadas planas E: 615577,8366 N: 9620998,6481. Luego, se continuó con la medición de longitud de alcantarillas y el cálculo de pendientes, puesto que la nivelación se basa en la identificación de diferencias de elevación entre distintos puntos en una superficie de terreno. Además, se revisaron las estructuras de drenaje existentes en la zona para evaluar su condición, ubicación, capacidad con la que trabajan, tipo y dimensiones. Se consideró la trabajabilidad de las alcantarillas tomando en cuenta la posibilidad de obstrucción, haciendo que las alcantarillas operen en distintos porcentajes de su capacidad. También se usó el software de uso libre H canales, para comparar los resultados de caudales de las alcantarillas.

Posteriormente, se procedió a determinar los caudales hidráulicos de los ductos cajones a través de la ecuación para canales abiertos de Gauckler Manning [20] expresada a continuación en la ecuación (5).

$$Q = \frac{A \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (5)$$

El radio hidráulico se obtiene de la relación entre el área y perímetro de las alcantarillas ecuación (6):

$$R = \frac{A}{P} \quad (6)$$

Donde:

$A = \text{Área Hidráulica (m}^2\text{)}$

$S = \text{Pendiente (m/m)}$

$R = \text{Radio Hidráulico (m)}$

$n = \text{Coeficiente de rugosidad}$

$P = \text{Perímetro Mojado}$

La fórmula de Manning se utiliza para calcular el flujo en ríos, utilizando como referencias los parámetros hidráulicos, como el radio hidráulico, la pendiente y el área hidráulicas [21].

El coeficiente de rugosidad (n) se seleccionó en base a la tabla del libro de Ven Te Chow [20], en el que se eligió a 0,014 puesto que las alcantarillas son de concreto sin pulir.

Análisis probabilístico: Obtenidos los caudales hidrológicos e hidráulicos, se realizaron los cálculos para el análisis probabilístico de inundación para determinar si las alcantarillas pueden o no soportar los caudales máximos hidrológicos de las microcuencas de estudio. A través del método de Distribución Binomial ecuación (7) se determinó la probabilidad de inundación. La ecuación es la siguiente:

$$P(x = a) = \binom{n}{a} P^a (1 - P)^{n-a} \quad (7)$$

Donde:

$P = \text{Probabilidad de éxito}$

$x = \text{Número de éxitos en las } n \text{ réplicas}$

$n = \text{Número de réplicas}$

La distribución binomial, funciona bien para muestras grandes y para eventos muy escasos. La aplicación de la distribución binomial presenta la probabilidad de que un posible evento ocurra, combinando diferentes variables aleatorias de manera independiente a lo largo del tiempo, lanzando un resultado concreto para cada una de las combinaciones de datos [22] [23].

Cabe recalcar que la distribución binomial es un modelo de probabilidad que se emplea cuando hay dos posibles resultados en cada prueba. Suele ser beneficioso en situaciones donde el resultado es de naturaleza dicotómica, es decir puede clasificarse como éxito o fracaso [24]. Según Sirbiladze et al.,2022 la distribución binomial se desarrolla tomando en cuenta una serie de ensayos independientes de Bernoulli, donde cada ensayo posee dos resultados posibles. Se puede calcular la probabilidad de lograr un número específico de éxitos en un número determinado de intentos, bajo la suposición de que la probabilidad de éxito es constante y que las pruebas son independientes [25]. La distribución binomial es una distribución de probabilidad reservada que describe la cantidad de éxitos en un número fijo de ensayos independientes de Bernoulli [26].

3. RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados de las tres partes planteadas en la metodología, correspondientes al análisis hidrológico de la zona, análisis hidráulico de los drenajes y probabilidades de inundación de la zona.

3.1. Análisis Hidrológico

Se realizó el proceso de trabajo con un modelo digital de elevación, en el software ArcMap para posteriormente reconocer las cuencas hidrográficas que inciden en la carretera. Y se obtuvo los siguientes resultados.

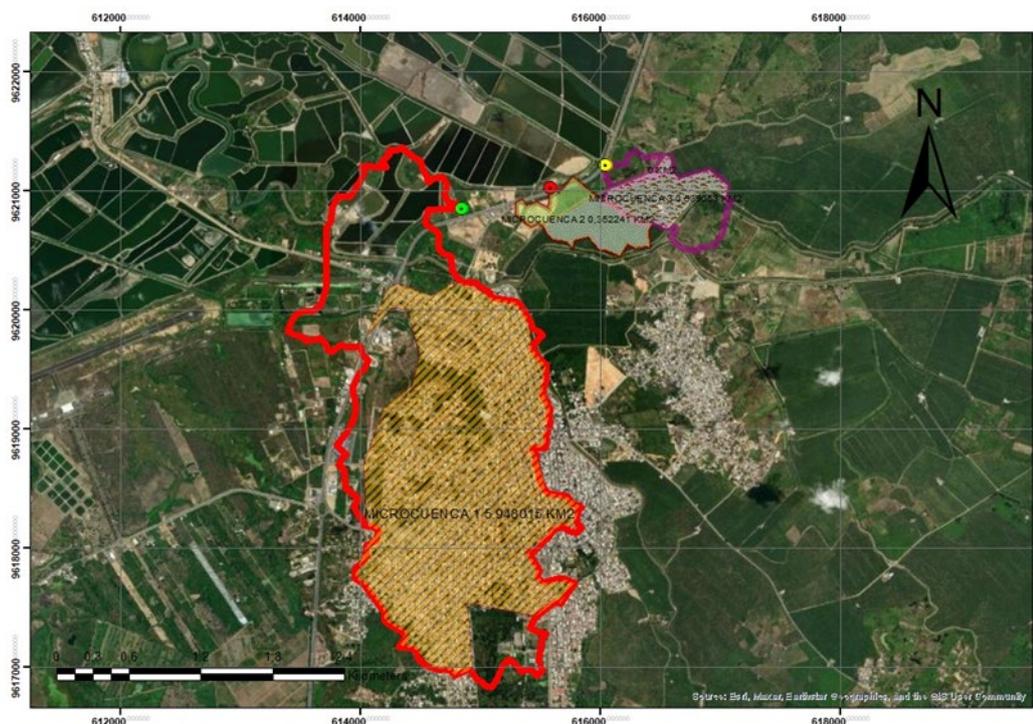


Figura 2: Áreas de Microcuencas de *Tramo de la vía E25 Gasolinera la Victoria-Sector El Recreo*
Fuente: Los autores

Luego de obtener las áreas de cada microcuenca se procedió a calcular el coeficiente de escorrentía de cada una como se observa en la Tabla 1, para lo cual se escogió los coeficientes de la tabla del autor Ven Te Chow [20] considerando que cada microcuenca tiene un área de uso de suelo de cultivos, vegetación ligera y área urbana. Con las curvas IDF se calcularon las intensidades de lluvia, con el fin de aplicar la ecuación del método racional. Se obtuvieron los siguientes resultados, detallados en la Tabla 2.

Tabla 1: Resultados de áreas totales y de uso de suelo de microcuencas

Microcuencas	Área total (km ²)	Área de cultivos (km ²)	Área de vegetación ligera (km ²)	Área urbana (km ²)
1	5,95	0	2,02	3,93
2	0,36	0,244	0,07	0,04464
3	0,54	0,29096	0,24904	0

Tabla 2: Resultados de tiempo de concentración y caudal máximo hidrológico de cada microcuenca, para cada periodo de retorno. (Método Racional)

MICROCUECENA	TC (MIN)	CAUDALES MÁXIMOS (m ³ /s)						
		PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
		2	5	10	25	50	100	500
1	125,99	49,51	60,91	72,37	89,80	106,51	126,47	180,09
2	22,31	5,00	6,01	7,18	9,19	11,09	13,53	20,85
3	26,81	5,79	6,40	7,77	10,04	12,35	15,28	24,37
TOTAL		60,30	73,32	87,32	109,03	129,95	155,28	225,31

Como se puede observar en la tabla 2, se han calculado los caudales máximos hidrológicos para cada periodo de retorno, de las tres microcuencas que intervienen en la zona de estudio. Se ha sumado el caudal de cada microcuenca para obtener un caudal total, porque se considera que, al presentarse precipitaciones, las microcuencas aportaran un caudal de forma simultánea.

El caudal es directamente proporcional al periodo de retorno y al tiempo de concentración, lo que significa que mientras mayor sea el periodo de retorno y tiempo de concentración, mayor será el caudal.

3.2. Análisis Hidráulico De Las Alcantarillas

Para la obtención de los caudales hidráulicos, se realizó un levantamiento visual de la carretera en donde se identificaron siete alcantarillas del tipo ducto cajón, en la zona de estudio. Los resultados obtenidos se detallan en la tabla 3.

Tabla 3: Resultados de caudal hidráulico de cada alcantarilla de la carretera.

Alcantarillas	Área (m ²)	Perímetro(m)	Radio hidráulico	Longitud(m)	Pendiente	N	Caudal(m ³ /s)
Ducto 0:	5,94	6,90	0,86	34,50	0,004638	0,014	26,15
Ducto 1:	5,86	6,88	0,85	36,20	0,003702	0,014	22,88
Ducto 2a:	3,57	5,39	0,66	68,38	0,000541	0,014	4,51
Ducto 2b:	3,57	5,39	0,66	68,38	0,000541	0,014	4,51
Ducto 3:	3,02	5,02	0,60	41,00	0,000927	0,014	4,68
Ducto 4:	3,49	5,35	0,65	41,00	0,000854	0,014	5,47
Ducto 5a:	5,95	6,98	0,85	30,00	0,000667	0,014	9,87
Ducto 5b:	5,95	6,98	0,85	30,00	0,000667	0,014	9,87
Ducto 6:	1,91	4,07	0,47	38,50	0,011247	0,014	8,74
TOTAL							96,68

En la tabla 3, las alcantarillas que tienen nomenclatura del mismo número con diferente letra, son ductos de doble sección, los cuales se eligió trabajar cada uno por separado. Se considera que todas las alcantarillas trabajaran de manera simultánea, por ello se realiza la suma total del caudal de cada ducto.

Por otra parte, se puede apreciar que se tiene secciones grandes, que evacuan caudales pequeños como es el caso de los ductos 5a y 5b, esto es porque tienen pendientes pequeñas, se puede verificar aquello observando los ductos 0 y 1, los cuales poseen menor sección en comparación a los ductos 5a y 5b, pero son capaces de conducir más caudal, y es gracias a que tienen mayor pendiente.

3.3. Análisis Probabilístico De Inundaciones

Una vez obtenidos los cálculos de caudales hidrológicos e hidráulicos, se procede a hacer uso de estos resultados, determinando la probabilidad de inundación en la zona, mediante el método estadístico de la distribución binomial.

Se presentará en la figura 3 la probabilidad de inundación por mes en la zona de estudio. Para las alcantarillas, se consideran porcentajes de obstrucción, por lo que sus secciones se varían en intervalos del 20%. En función de cada porcentaje de obstrucción se calculó la probabilidad de inundación para cada caso. Por otro lado, cabe mencionar que los escenarios de probabilidad de inundación presentados se realizaron a partir de datos pluviométricos convertidos en caudales mensuales.



Figura 3: Análisis probabilístico de inundación por mes, en periodos de un año

Fuente: Los autores

En la figura 3 se muestran las probabilidades de eventos posibles que pueden darse cada año, según los resultados, en los meses de enero hasta abril, la probabilidad de inundación es del 100%, cuando las alcantarillas trabajan al 60% de su capacidad hidráulica. En mayo la probabilidad se reduce al 50 % trabajando a la misma capacidad mencionada. Desde junio hasta noviembre, cuando las alcantarillas trabajan al 80 %, la probabilidad de inundación es del 0 % y en diciembre sube al 9.09%, lo que significa que en esos meses el drenaje puede evacuar los caudales producidos por las precipitaciones, lo que no ocurre claramente en invierno.

A continuación, en la figura 4 se presentará la probabilidad de que un evento de inundación ocurra una vez en periodos de cinco años.



Figura 4: Análisis probabilístico de inundación por mes, una vez en periodos de cinco años Fuente: Los

autores

En la figura 4 se muestra que la probabilidad de inundación en los meses de invierno es casi nula a excepción de cuando las alcantarillas trabajan al 80 u 100%. Esto significa que las probabilidades no están sujetas a los caudales hidrológicos o hidráulicos, están directamente relacionados, con el número de inundaciones con respecto a muchos ensayos estadísticamente hablando. Las probabilidades de que se inunde una sola vez en cinco años son bajas, lo que significa que la zona se inundará más veces.

A continuación, en la figura 5 se mostrará la probabilidad de inundación dos veces en periodos de cinco años.

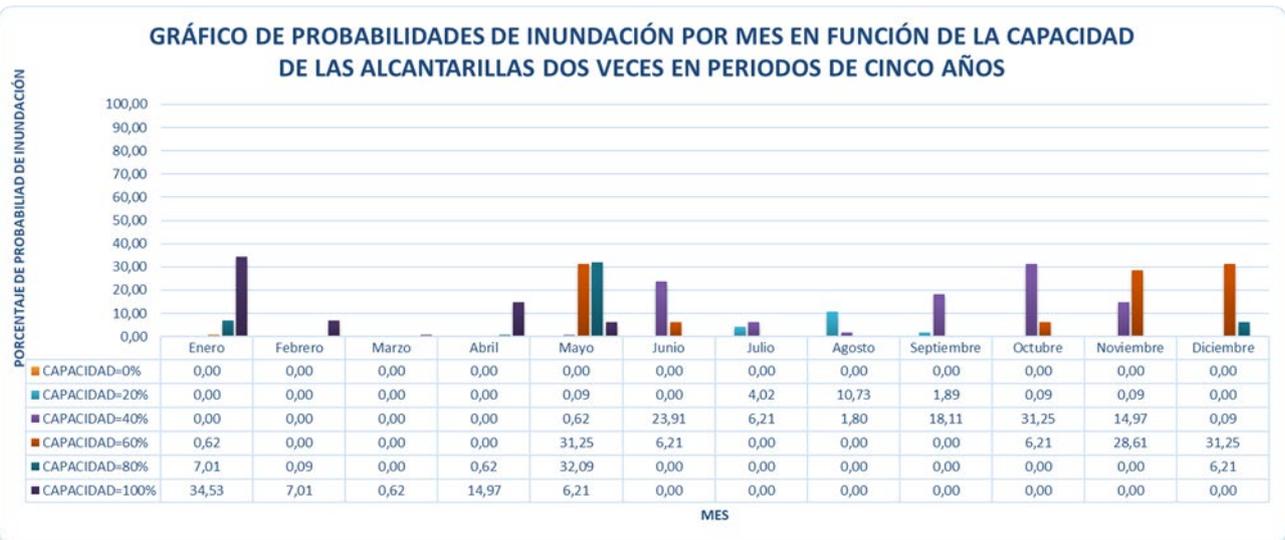


Figura 5: Análisis probabilístico de inundación por mes, dos veces en periodos de cinco años
Fuente: Los autores

En la figura 5, la probabilidad de que un evento de inundación ocurra dos veces en periodos de cinco años es baja, la máxima probabilidad ocurre en el mes de enero con el 34.53%, cuando la alcantarilla trabaja al 100% de su capacidad, el resto de los meses están por debajo de la probabilidad antes mencionada.

A continuación, en la figura 6 se mostrará la probabilidad de inundación tres veces en periodos de cinco años.

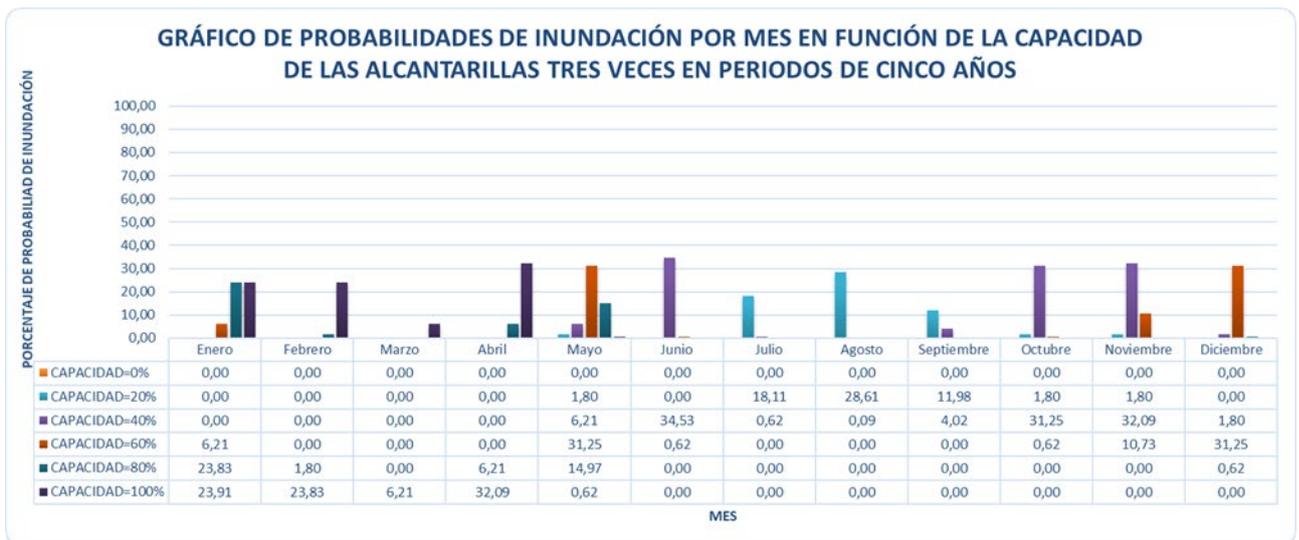


Figura 6: Análisis probabilístico de inundación por mes, tres veces en periodos de cinco años
Fuente: Los autores

En la figura 6 las probabilidades de inundación para tres veces en periodos de cinco años, es alta en los meses de abril a junio cuando las alcantarillas trabajan al 40 y 100% de su capacidad, fluctuando las probabilidades desde 6.21 a 32.09%, y en los meses de octubre a diciembre, la probabilidad más alta es de 31.25%.

A continuación, en la figura 7 se mostrará la probabilidad de inundación cuatro veces en periodos de cinco años. Donde se podrá observar como las probabilidades aumentan con respecto a las figuras 6, 5, 4 y 3.



Figura 7: Análisis probabilístico de inundación por mes, cuatro veces en periodos de cinco años

Fuente: Los autores

En la figura 7 se observa el aumento de las probabilidades de inundación, lo que significa que los eventos de inundación son mayores a una vez en periodos de cinco años. Por otro lado, se observa que la probabilidad máxima es en julio con un 40,74 % cuando las alcantarillas trabajan al 20 %.

En la figura 8, se presentará las probabilidades de inundación cinco veces en periodos de cinco años, y se podrá tener una mejor perspectiva de los resultados obtenidos en las figuras 7, 6, 5, 4 y 3.



Figura 8: Análisis probabilístico de inundación por mes, cinco veces en periodos de cinco años

Fuente: Los autores

En la figura 8 las probabilidades de inundación en periodos de cinco años son altas y llegan al 100% para todos los meses si las alcantarillas trabajan al 0%. En los meses de invierno de enero hasta abril, las probabilidades de inundación son del 100% cuando las alcantarillas trabajan al 20% de su capacidad hidráulica. En los meses de mayo a diciembre la probabilidad de inundación es del 0% cuando el drenaje trabaja al 100% de su capacidad hidráulica. Según la figura 8 y según los resultados de las figuras 7, 6, 5, 4 y 3, se constata que la probabilidad de no inundación es muy baja, la tendencia apunta a que la zona se inundará más de cinco veces.

En la figura 9, se apreciarán las probabilidades de inundación según diferentes periodos de retorno, donde se relacionarán directamente los caudales hidrológicos e hidráulicos.



Figura 9: Análisis probabilístico de inundación por periodo de retorno

Fuente: Los autores

En la figura 9 se muestran que las alcantarillas podrían evacuar los caudales de manera eficiente hasta los 25 años, trabajando al 100% de su capacidad hidráulica. Después de los 25 años, existe probabilidad de inundación, aun si el drenaje trabaja al 100% de su capacidad, existe el riesgo. Por lo que, en términos generales, el drenaje no debería trabajar a menos del 80% de su capacidad, para los periodos de retorno de dos años, cinco años. Para periodos de 10 y 25 años el drenaje no puede bajar del 100% de su capacidad hidráulica.

4. CONCLUSIONES

Se ha propuesto una metodología para la evaluación de sistemas de drenaje vial, mediante métodos de análisis hidrológico e hidráulicos, y se ha determinado la probabilidad de inundación en la vía de primer orden, E25 Troncal de la Costa, ubicada en el cantón Santa Rosa. También se identificaron los métodos de análisis hidrológicos e hidráulicos, mediante una investigación bibliográfica, y se interpretaron los resultados obtenidos, con un método estadístico como la distribución binomial, para determinar probabilidades de inundación.

En base a los resultados, se ha podido observar que los caudales máximos hidrológicos para periodos de retorno de 10 años en adelante, son mayores a los caudales que las alcantarillas pueden soportar, en consecuencia, el drenaje no será capaz de evacuar la escorrentía superficial, y como resultado hay una alta probabilidad de que se den inundaciones.

En cuanto a, nivel de ocurrencia de que se produzca un solo evento de inundación en periodos de cinco años la probabilidad es baja, ya que, según los resultados en la zona de estudio el número de eventos de inundación será de cinco veces en adelante en periodos de cinco años por lo tanto en los meses de invierno, el drenaje no debe funcionar a menos del 80% de su capacidad hidráulica.

1. Van Ginkel Kees C.H., Dottori Francesco, Alfieri Lorenzo, Feyen Luc, y Koks Elco E., «Flood risk assessment of the European road network», *Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol. 21, n.o 3, pp. 1011-1027, mar. 2021, doi: 10.5194/nhess-21-1011-2021.
2. A. I. Stefania Vallecilla-Ponce, W. José Méndez-Mata III, y D. I. Alfredo Delgado-Gutiérrez, «Retrospectiva de escenarios de inundaciones en la región costera de Ecuador: Una visión de sus impactos a escala local urbana», *Mayo Especial*, vol. 8, n.o 2, pp. 318-339, may 2022, doi: 10.23857/dc.v8i2.2757.
3. R. Ernesto Hernández-Uribe, H. Barrios-Piña, A. I. Ramírez, y A. para correspondencia Resumen Hernández-Uribe, «Análisis de riesgo por inundación: metodología y aplicación a la cuenca Atemajac», jun. 2017. doi: <https://doi.org/10.24850/j-tyca-2017-03-01>.
4. D. C. Diaconu, R. Costache, y M. C. Popa, «An overview of flood risk analysis methods», *Water (Switzerland)*, vol. 13, n.o 4, feb. 2021, doi: 10.3390/w13040474.
5. D. Svetlana, D. Radovan, y D. Ján, «The Economic Impact of Floods and their Importance in Different Regions of the World with Emphasis on Europe», *Procedia Economics and Finance*, vol. 34, pp. 649-655, 2015, doi: 10.1016/s2212-5671(15)01681-0.
6. R. F. S. Pereira, N. M. de Figueiredo, y L. C. C. Filho, «Performance evaluation of urban drainage systems: an analytic hierarchy process approach for the Jaracati basin in Brazil», *Acta Scientiarum - Technology*, vol. 45, 2023, doi: 10.4025/actascitechnol.v45i1.63176.
7. H. Rujner, G. Leonhardt, K. Flanagan, J. Marsalek, y M. Viklander, «Green infrastructure drainage of a commercial plaza without directly connected impervious areas: a case study», *Water Science and Technology*, vol. 86, n.o 11, pp. 2777-2793, dic. 2022, doi: 10.2166/wst.2022.381.
8. I. Andrés-Doménech, J. Anta, S. Perales-Momparler, y J. Rodríguez-Hernandez, «Sustainable Urban Drainage Systems in Spain: A Diagnosis», *Sustainability*, vol. 13, n.o 5, p. 2791, mar. 2021, doi: 10.3390/su13052791.
9. C. Martínez, A. Sanchez, B. Toloh, y Z. Vojinovic, «Multi-objective Evaluation of Urban Drainage Networks Using a 1D/2D Flood Inundation Model», *Water Resources Management*, vol. 32, n.o 13, pp. 4329-4343, oct. 2018, doi: 10.1007/s11269-018-2054-x.
10. Hankin Barry, Craigen Iain, Rogers Will, Morphet Joanne, Bailey Andy, y Whitehead Michael, «Flood Risk to the Strategic Road Network in England», nov. 2016. doi: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160710001>.
11. «PDOT SANTA ROSA 2019-2023».
12. «Unidad de Monitoreo de Eventos Adversos».
13. K. B. Almheiri, R. Rustum, G. Wright, y A. J. Adeloye, «A Review of Hydrological Studies in the United Arab Emirates», *Water (Switzerland)*, vol. 15, n.o 10. MDPI, 1 de mayo de 2023. doi: 10.3390/w15101850.
14. T. M. Maksimovskaya, «Hydrological studies of Zelenetskaya Bay in the summer of 2021», *Transactions of the Kola Science Centre. Series: Natural Sciences and Humanities*, vol. 2, n.o 3/2023, pp. 45-50, jun. 2023, doi: 10.37614/2949-1185.2023.2.3.006.
15. M. Ramón, G. Blanquer, y J. MI, «Morfología de las cuencas hidrográficas».
16. B. Merchán-Sanmartín et al., «Stormwater Sewerage Masterplan for Flood Control Applied to a University Campus», *Smart Cities*, vol. 6, n.o 3, pp. 1279-1302, may 2023, doi: 10.3390/smartcities6030062.
17. D. Matamoros, M. Arias-Hidalgo, M. del Pilar Cornejo-Rodríguez, y M. J. Borbor-Cordova, «Hydrodynamic analysis of a stormwater system, under data scarcity, for decision-making process: The duran case study (Ecuador)», *Sustainability (Switzerland)*, vol. 12, n.o 24, pp. 1-16, dic. 2020, doi: 10.3390/su122410541.
18. P. L. Guth et al., «Digital elevation models: Terminology and definitions», *Remote Sens (Basel)*, vol. 13, n.o 18, sep. 2021, doi: 10.3390/rs13183581.
19. E. Ing Wilmer Guachamín Ing Fernando García Ing Miguel Arteaga Blgo Jorge Cadena, «DETERMINACIÓN DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE INTENSIDADES MÁXIMAS DE PRECIPITACIÓN INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA EQUIPO TÉCNICO 2015 DETERMINACIÓN DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE INTENSIDADES MÁXIMAS DE PRECIPITACIÓN Contenido», 2015.

20. Ven te Chow, «Hidraulica de canales abiertos-Ven te Chow», 1994.
21. A. Díaz-Salas, E. Guevara-Pérez, y J. Rosales-Cueva, «Modelo de estimación del coeficiente de rugosidad de Manning en función de la granulometría en el río Santa, sector Recuay – Carhuaz, Áncash, Perú», *Revista Ingeniería UC*, vol. 27, n.o 3, pp. 328-342, dic. 2020, doi: 10.54139/revinguc.v27i3.292.
22. Alvarado Hugo y Batanero Carmen, «SIGNIFICADO DEL TEOREMA CENTRAL DEL LIMITE EN TEXTOS UNIVERSITARIOS DE PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA», *Estudios pedagógicos (Valdivia)*, vol. 34, n.o 2, pp. 7-28, 2008, doi: 10.4067/S0718-07052008000200001.
23. A. Navarro, F. Utzet, / P Puig, / J Caminal, y / M Martín, «ORIGINALES BREVES La distribución binomial negativa frente a la de Poisson en el análisis de fenómenos recurrentes», 2001.
24. M. Aashna, «A SHORT REVIEW ON BINOMIAL DISTRIBUTION», Mohali, Punjab, jul. 2021. doi: <https://www.doi.org/10.51201/JUSST/21/07231>.
25. G. Sirbiladze, J. Kacprzyk, T. Manjafarashvili, B. Midodashvili, y B. Matsaberidze, «New Fuzzy Extensions on Binomial Distribution», *Axioms*, vol. 11, n.o 5, may 2022, doi: 10.3390/axioms11050220.
26. Z. Amry y S. Nadia Amalia, «Minimax Estimator on Binomial Distribution», *SCIREA Journal of Mathematics*, jul. 2022, doi: 10.54647/mathematics11340.

Análisis De Vulnerabilidad Hidrológica Por Inundaciones En Ciudades De Hasta 6 000 Habitantes

Analysis Of Hydrological Vulnerability Due To Floods In Cities With Up To 6,000 Inhabitants

Autores

María Elena Sánchez Armijos¹, Amanda Estefanía Morocho Ortega², Jesús Enrique Espinoza Correa³, Luis Ángel Vargas Collaguazo⁴

¹Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, Ecuador e-mail: msanchez3@utmachala.edu.ec, <https://orcid.org/0009-0003-8840-4850>; ²Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, Ecuador e-mail: amorocho6@utmachala.edu.ec, <https://orcid.org/0000-0001-6431-7013>; ³Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, Ecuador e-mail: jespinoza@utmachala.edu.ec, <https://orcid.org/0000-0003-3859-0918>; ⁴Ingeniero Ambiental, Universidad Técnica de Machala, Machala, Ecuador e-mail: lvargas@utmachala.edu.ec, <https://orcid.org/0000-0001-7619-1323>

RESUMEN

El objetivo principal de este trabajo es determinar el nivel de vulnerabilidad por inundaciones con relación a los tirantes obtenidos a través de los mapas de inundación en varios tramos de las cuencas en el Cantón Marcabellí de Ecuador. La metodología aplica dos enfoques; bibliográfico y experimental. El enfoque bibliográfico se basa en la recopilación de información y revisión de documentos referenciales en diferentes bases de datos. El enfoque experimental abarca diferentes análisis (topográfico, hidrográfico, uso de suelo, hidrológico e hidráulico) empleando los programas ArcGis, Hec-GeoRas y Hec-Ras. Los resultados obtenidos a través de las simulaciones demuestran que el tramo C-D, en un periodo de retorno de 100 años generará un tirante de 14,54 m (riesgo alto). Los mapas de inundación aportan información acerca de las áreas susceptibles y posibles zonas afectadas por inundaciones. Para finalizar, se presenta la propuesta metodológica donde se esquematiza el proceso experimental para la creación de mapas de inundación y riesgo para diferentes caudales y periodos de retorno.

Palabras claves: *ArcGis, Hec-GeoRas, Hec-Ras, mapas de inundación, vulnerabilidad*

ABSTRACT

The main objective of this work is to determine the level of vulnerability to flooding in relation to the depths obtained through flood maps in various sections of the basins in the Marcabellí Canton of Ecuador. The methodology applies two approaches; bibliographic and experimental. The bibliographic approach is based on the collection of information and review of reference documents in different databases. The experimental approach covers different analyzes (topographic, hydrographic, land use, hydrological and hydraulic) using the ArcGis, Hec-GeoRas and Hec-Ras programs. The results obtained through the simulations show that section C-D, in a return period of 100 years, will generate a depth of 14.54 m (high risk). Flood maps provide information about susceptible areas and possible areas affected by floods. Finally, the methodological proposal is presented where the experimental process for the creation of flood and risk maps for different flows and return periods is outlined.

Keywords: *ArcGis, Hec-GeoRas, Hec-Ras, flood maps, vulnerability*

1. INTRODUCCIÓN

Los fenómenos hidrológicos a nivel mundial han causado diferentes repercusiones en varios países, los que más resaltan son las inundaciones [1] [2] [3] y sequías a causa de su continuidad e inevitabilidad. La vulnerabilidad se define como las circunstancias que provocan susceptibilidad frente a las amenazas al estar relacionado con la limitación de recursos [4]. También puede ser definida como la incapacidad de enfrentar a los efectos provocados por una crisis climática [5]. El fenómeno del Niño es el evento climático con mayor impacto debido a las fuertes precipitaciones que trae consigo provocando así graves inundaciones [6], por lo tanto, algunos países del mundo han tomado medidas para la prevención y mitigación de estos fenómenos. Una de las herramientas más utilizadas para la prevención y evaluación del riesgo son el modelado de mapas de inundaciones los cuales permiten determinar las áreas más vulnerables [7].

El análisis de inundaciones señala que los factores naturales como lluvias, pendiente, uso e infiltración del suelo, escorrentía superficial son variables dominantes para el estudio de vulnerabilidad y monitoreo de los recursos hídricos para predecir inundaciones [8] [9]. El uso de los modelos de mapas de inundaciones contribuye a la toma de decisiones en las zonas propensas a inundaciones [10]. Por otra parte, el peligro de inundaciones se presenta en zonas con características de baja altitud, poca pendiente y aproximaciones a afluentes, al igual que áreas urbanísticas, zonas elevadas (topografía) y húmedas [11]. En Rumania, en el área de Valea Rea emplearon una metodología a partir de base de datos espaciales (ráster) con el fin de determinar la vulnerabilidad del área, relacionando los datos obtenidos en el laboratorio con los resultados de zonas damnificadas reales, obteniendo que el 43% del lugar se presenta como muy vulnerable [12].

La costa del Pacífico de América del Sur se destaca por su aridez y variabilidad de las precipitaciones anuales [13], el estudio realizado por C. Fernández de Córdova, P. Arias, Y. Rodríguez, y A. León en la ciudad de Cuenca, Ecuador consideró la relación entre lluvia-escorrentía para el desarrollo del modelo hidrológico con el fin de exponer el comportamiento de los escurrimientos de la cuenca del río Yanuncay [14]. En la ciudad de Santa Elena se efectuó un estudio por J. Montalván, M. Catuto y R. Gómez con la finalidad de identificar las zonas susceptibles a inundaciones provocadas por lluvias, los modelos se desarrollaron con los programas HEC-HMS y HEC-RAS [15]. Ambos artículos coinciden que empleando los mapas de inundaciones se pueden determinar las zonas de riesgo influenciadas por las cuencas hidrográficas facilitando a las autoridades competentes la mejor toma de decisiones [16]. Por ello es importante el estudio de las cuencas hidrográficas debido a la interacción entre las personas y los recursos terrestres para gestiones sostenibles [17]. En el Ecuador, los impactos negativos se evidencian en la salud, educación, agricultura, ganadería, infraestructura, etc. [18].

El objetivo principal de este trabajo es determinar el nivel de vulnerabilidad por inundaciones con relación a los tirantes obtenidos a través de los mapas de inundación en varios tramos de las cuencas en el Cantón Marcabellí de Ecuador. Con esto se crearán mapas de inundación y de riesgo para diferentes períodos de retorno que pueda emplearse como material de apoyo para la toma de decisiones de las autoridades competentes frente a la mitigación de riesgos y amenazas y un buen desarrollo urbanístico.

2. METODOLOGÍA

El trabajo se centra en dos tipos de investigación: bibliográfico y experimental. El enfoque bibliográfico, comprende la búsqueda, recopilación, análisis y revisión de documentos bibliográficos con información relevante para esta investigación. El enfoque experimental, se basa en el procesamiento de la información de modo que se definen las variables que se deberán observar y como se relacionan entre ellas, además, la medición de variables y análisis de los resultados obtenidos [19].

En la figura 1 se muestran tres etapas principales para el desarrollo de este trabajo y el tipo de investigación relacionado con cada una de ellas.

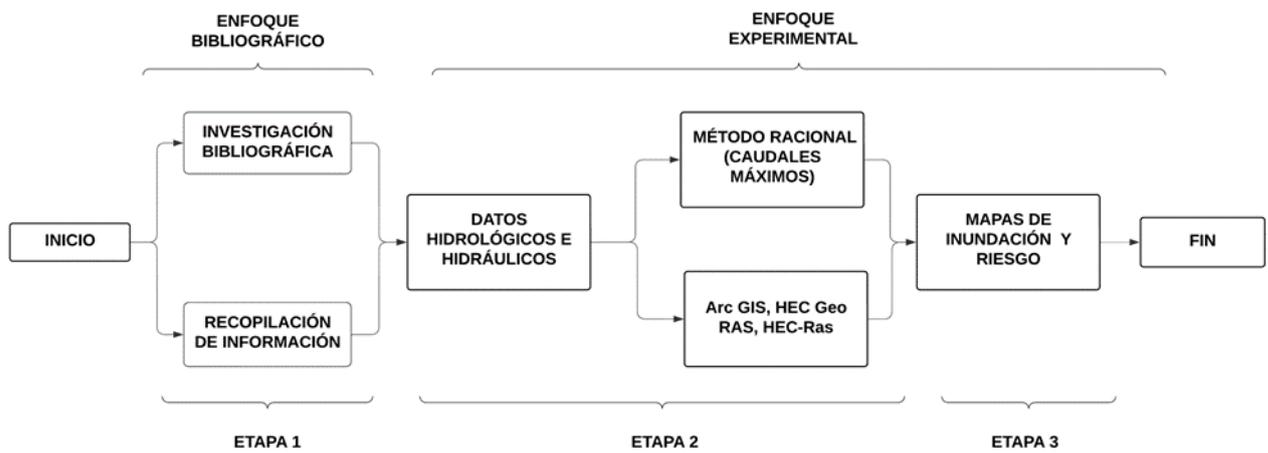


Figura 1: Etapas de investigación

En la tabla 1 se sintetiza algunas metodologías empleadas en diferentes partes del mundo, donde aplican diversas herramientas de acuerdo a los distintos recursos y escenarios para el control de inundaciones.

Tabla 1: Resumen de metodologías aplicadas en diferentes países para distintos escenarios

Autores	Resumen	Metodología	Herramientas	Conclusiones	Referencias
Tamiru y Wagari	Reconocen las zonas más propensas a inundaciones a través de mapeo.	Modelo integrado compuesto por modelo hidrológico predictivo y modelo hidráulico	Uso de redes neuronales artificiales y Hec-Ras	Recomiendan que los mapas de inundación pueden ser alternativas para estrategias de riesgos	[20]
Sholichin y Qadri	Instigaron el efecto de la urbanización sobre la escorrentía superficial y la descarga máxima.	Aplicación de modelación hidrológica predictiva y modelación hidráulica	Programas como SWAT y Hec-Ras	Demostraron que la variación del uso del suelo afecta en el aumento o disminución en el volumen de descarga del río	[21]
Sadhvani y Eldho	Evalúa el impacto del cambio climático en los componentes del balance hídrico (precipitaciones, escorrentía superficial, agua subterránea, etc.)	Aplicación de modelación hidrológica para la obtención de componentes del balance hídrico	Aplicación de SWAT para conocer el comportamiento del caudal	Comprende los impactos del cambio climático en el equilibrio hídrico e importancia de la gestión sostenible de los recursos hídricos para un futuro hídrico resiliente en climas cambiantes	[22]
Jagadeesh y Veni	Modelación de llanuras aluviales para la adopción de medidas para la mitigación de inundaciones y mejorar la toma de decisiones y preparación ante emergencias	Aplicación de modelos integrados conformado por modelos hidrológicos e hidráulicos para diferentes períodos de retorno (2, 10, 25, 50 y 100 años)	Empleo de softwares como Arc-Gis, HEC-Ras, HEC-GeoRas	Los resultados indicaron que los SIG forman parte fundamental para el mapeo y análisis de llanuras aluviales	[23]
J. Montalván, M. Catuto, G. Gómez	Modelación hidrológica para identificar las zonas propensas a inundaciones por precipitaciones en la cuenca	Metodología de conservación del suelo para prevención de sucesos naturales	Empleo de softwares como Arc-Gis, HEC-Ras, HEC-GeoRas	Representación de mapas de inundación zonificados por los tipos de amenazas: alta, media y baja donde muestran márgenes de desbordamientos	[15]

3. RESULTADOS

La población total del Cantón Marcabelí es aproximadamente 5450 habitantes según el censo INEC 2010, sin embargo, se ha tomado en cuenta una población de alrededor de 3682 personas debido que se encuentran en la zona de interés a estudiar.

3.1. Análisis Topográfico

Para realizar el análisis topográfico de la zona de estudio se utilizó la técnica de teledetección que consiste en la obtención de datos de la superficie de la tierra a través de las plataformas espaciales. Los archivos DEM se descargaron del satélite Alos Palsar a través del Servicio Geológico de Estados Unidos, este satélite brinda archivos con corrección de geoide aplicada con alta resolución de celda de 12,5 m x 12,5 m. Con sistema de coordenadas UTM y datum de WGS84 en la zona 17 Sur

En la figura 2 se muestra el modelo de elevación digital (DEM) del área de estudio, Cantón Marcabelí.

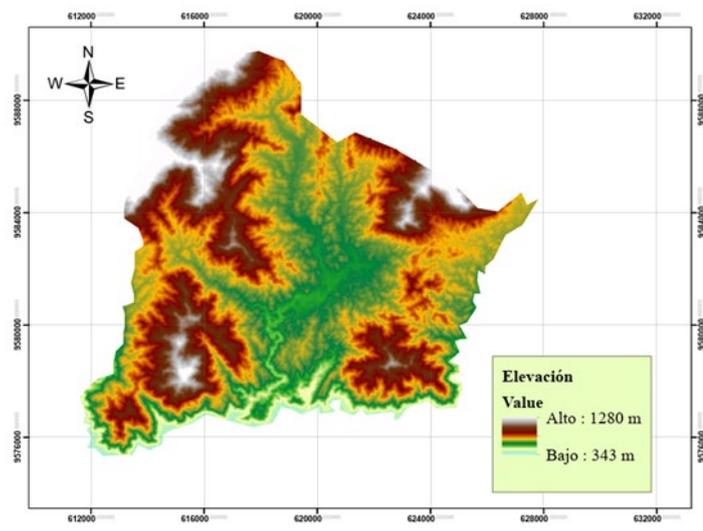


Figura 2: Modelo de Elevación Digital (DEM) del Cantón Marcabelí

3.2. Análisis De La Cuenca

A partir del DEM obtenido previamente se calcularon algunas variables de la cuenca, para ello fue empleado el software **ArcGIS 10.8.2**. La herramienta "Watershed" se utilizó para determinar el área de contribución donde se identificaron dos subcuencas provenientes desde la parroquia El Ingenio y El Caucho. A partir de ello se calculó cada área de contribución para cada tramo. En la figura 3 y se resumen en la tabla 2.

La figura 3 se indica las diferentes áreas de contribución obtenidas para las subcuencas.

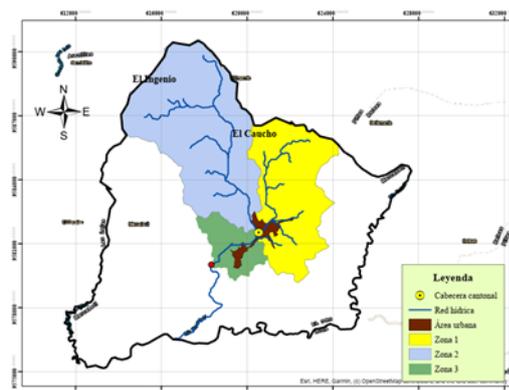


Figura 3: Áreas de contribución para las subcuencas

En la tabla 2 se resumen algunas variables obtenidas de las cuencas como longitud de cauce, área de contribución, área poblada y bosques.

Tabla 2: Resumen de variables de la cuenca

Zona	Longitud de cauce (km)	Área Total (km ²)	Área poblada (km ²)	Bosques (km ²)
1	7,13	20,83	0,64	20,19
2	11,61	33,66	0,05	33,61
3	2,75	5,84	0,37	5,47
Total		60,33	1,0678	59,2622

3.3. Análisis Del Suelo

Para evaluar el coeficiente de escorrentía se utilizaron las tablas propuestas por Chow [24], por lo tanto, para cada área de aportación se consideró dos tipos de superficies de suelos, zona de bosques y cultivos y zona urbana y vivienda. En la tabla 3 se resumen los coeficientes de escorrentía para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años para las tres zonas de estudio.

Tabla 3: Coeficientes de **escorrentía** (C) para las diferentes zonas de estudio

Coeficientes de escorrentía					
Periodos de retorno	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años
Zona 1	0,35	0,37	0,41	0,45	0,49
Zona 2	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47
Zona 3	0,37	0,39	0,43	0,46	0,50

3.4. Análisis Hidrológico

Los registros se obtuvieron mediante la aplicación Giovanni desarrollado por la NASA, que provee información de diferentes satélites para todo el mundo. Los datos descargados comprenden 21 años de registros desde el año 1998 hasta el año 2019 los cuales registran precipitaciones máximas anuales. Para determinar la intensidad máxima se empleó la ecuación 1.

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n} \quad (1)$$

Donde:

I = Intensidad (mm/h)

T = período de retorno (años)

t = tiempo de duración (minutos)

K, m, n = Constates de ajuste

A partir de ello, se graficaron las curvas IDF para los diferentes periodos con intervalos de 5 minutos como se muestra en la Figura 4.

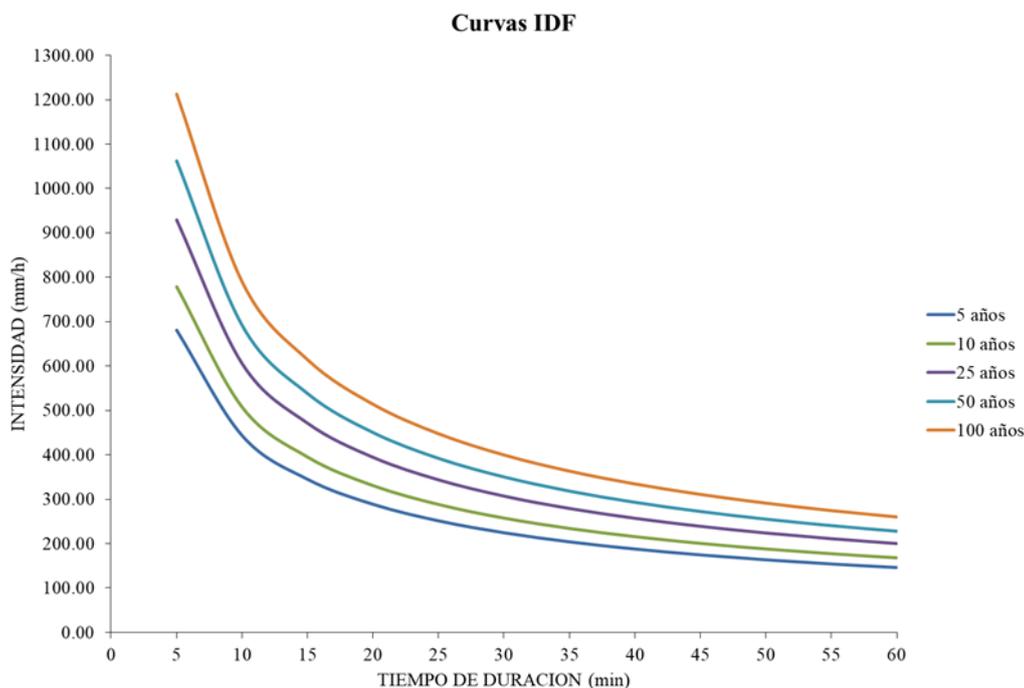


Figura 4: Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia IDF

Se empleó la ecuación de Kirpich [25] para calcular el parámetro del tiempo de concentración para cada zona establecida previamente con la ecuación 2

$$T_c = 0.066 \cdot \left(\frac{L}{j^{0.55}} \right)^{0.77} \quad (2)$$

Donde:

T_c = tiempo de concentración (hr)

L = longitud de cauce (km)

j = pendiente (adimensional)

Se obtuvieron tres diferentes resultados de tiempos de concentración para cada zona como se sintetiza en la tabla 4

Tabla 4: Tiempo de concentración (T_c)

Tiempo de concentración					
Zona	Longitud de cauce L (km)	Pendiente media j (m/m)	Tiempo de concentración T_c (hr)	Tiempo de concentración T_c (min)	T_c Establecido (min)
Zona 1	7,13	0,317	0,466	27,96	30
Zona 2	11,61	0,317	0,67	40,7	40
Zona 3	2,75	0,317	0,223	13,38	15

Con los tiempos de concentración establecidos se determina los valores de intensidades de precipitaciones según duración y frecuencia para los períodos de retornos antes mencionados. A continuación, en la tabla 5 se presenta los datos de los valores de intensidad (I).

Tabla 5: Tabla de intensidades para períodos de 5, 10, 25, 50 y 100 años

Valores de Intensidad de precipitación según Duración de la misma y Frecuencia de repetición					
Duración (minutos)	Periodo de retorno (años)				
	5,00	10,00	25,00	50,00	100,00
15,00	345,24	394,53	470,63	537,81	614,58
30,00	224,82	256,91	306,47	350,22	400,21
40,00	188,16	215,01	256,49	293,10	334,94

Finalmente, se estimaron los caudales máximos de crecida a través del método racional con la fórmula siguiente:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \quad (3)$$

Donde:

- Q = caudal máximo de crecida (m^3/s)
- C = coeficiente de escorrentía
- I = intensidad de lluvias (mm/h)
- A = área de contribución (km^2)

El método racional por su simplicidad y más comúnmente usado para las microcuencas, por lo tanto, los diferentes parámetros a emplear serán más concentrados debido a la superficie reducida [26] [27]. Los caudales máximos se resumen en la tabla 6.

Tabla 6: Caudales máximos de crecida

Periodo de retorno (T)	Caudales máximos (m^3/s)		
	Zona 1	Zona 2	Zona 3
5 años	455,66	599,91	1262,62
10 años	556,40	725,81	1532,01
25 años	735,79	961,86	2026,20
50 años	902,47	1181,28	2486,52
100 años	1124,84	1475,27	3100,00

3.5. Modelación Hec-Georas, HecRas YArcgis

Dentro de las zonas de interés se consideraron cuatro puntos de control A, B, C y D generando tres tramos relevantes para el análisis A-C, B-C, y C-D como lo ilustra la figura 5.

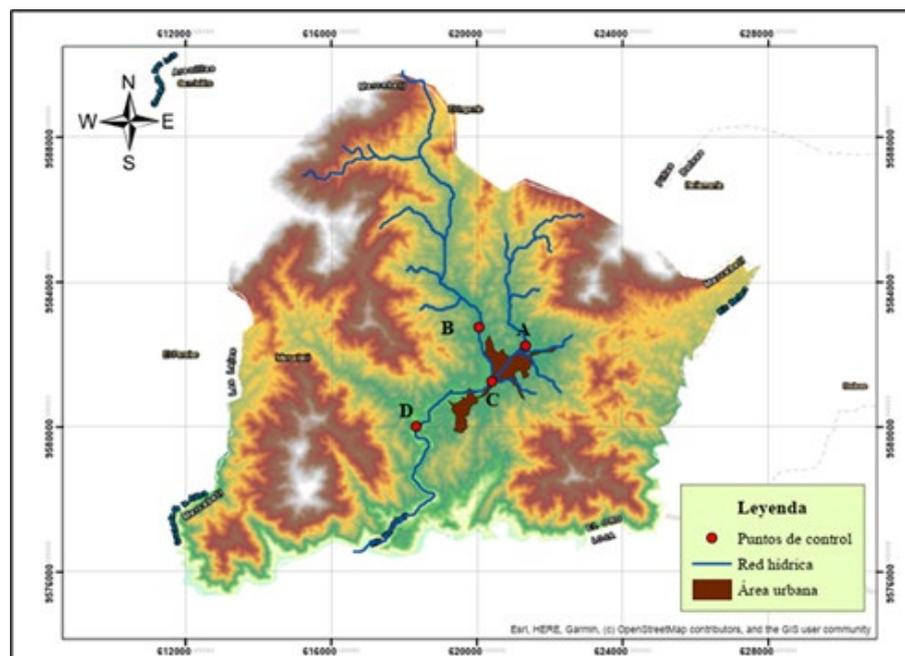
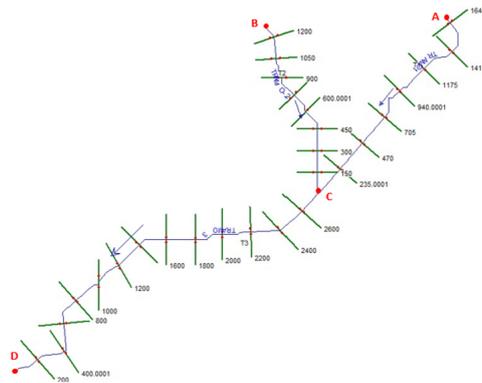


Figura 5: Puntos de control de las microcuencas de la zona de estudio

A través de la extensión **HEC-GeoRas 10.8** obtuvieron algunos datos geométricos del canal que posteriormente serán utilizados en los siguientes softwares, los datos se resumen en la tabla 7 y condiciones de frontera.

Tabla 7: Parámetros de contorno del canal

Parámetros de contorno



Tramo	A-B	B-C	C-D
Geometría			
Longitud de tramo	7,13 km	11,61 km	2,75 km
No. de secciones Transversales	7	8	13
Longitud de secciones Transversales	300 m	280 m	350 m
Distancias entre secciones transversales	235 m	150 m	200 m
Condiciones De Frontera			
Pendiente	0,317	0,317	0,317
Coefficiente De Manning	0,018 – 0,1 – 0,018	0,018 – 0,1 – 0,018	0,018 – 0,1 – 0,018

Con el programa HEC-Ras se identificaron las zonas de desborde a lo largo de las secciones transversales de los tramos A-C, B-C y C-D presentadas en la figura 6.

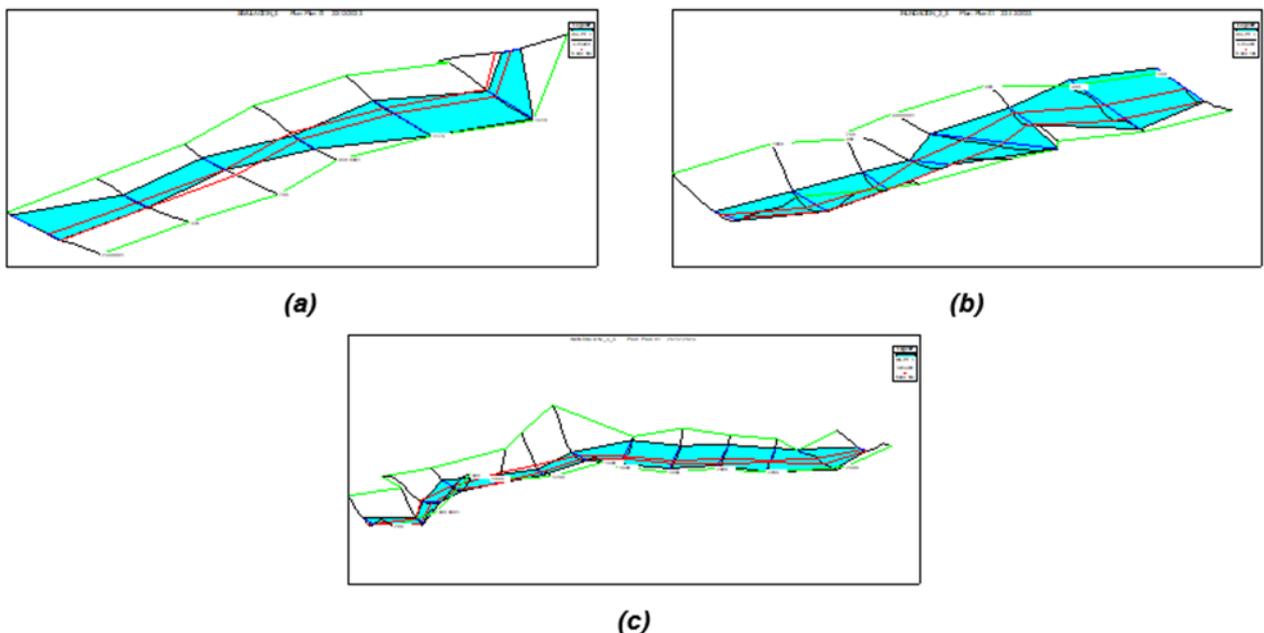


Figura 6: Zonas de desbordamientos de los tramos (a) A-C, (b) B-C y (c) C-D

Se desarrollaron los mapas de inundación y de riesgo del Cantón Marcabell para los períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años donde se muestran las áreas más susceptibles en inundación en función de su tirante como se muestran en la tabla 8. Por consiguiente, se consideran los tramos B-C proveniente desde el sector El Ingenio y el tramo C-D que desemboca en el Río Puyango se identificaron como las zonas con mayor riesgo a inundación correspondientes a los periodos de 50 y 100 años contemplados para futuras obras civiles bajo los criterios establecidos para la generación de mapas de inundación utilizadas por Alcocer-Yamanaka [28] presentados en la tabla 9.

Tabla 8: Nivel de inundación en función de su tirante

Nivel de inundación máxima			
Período de retorno	Tramo A-C	Tramo B-C	Tramo C-D
5 años	5,46 m	7,47 m	11,43 m
10 años	5,65 m	7,77 m	11,99 m
25 años	6,06 m	8,41 m	12,89 m
50 años	6,47 m	8,72 m	13,64 m
100 años	6,92 m	9,09 m	14,54 m

Tabla 9: Criterios establecidos para la creación de mapas de riesgo

Nivel de peligro	Altura (m)
Nulo	$h < 0,3$
Bajo	$0,3 > h < 0,5$
Medio	$0,5 > h < 1,5$
Alto	$h > 1,5$

Las figuras 7-8 muestran los diferentes escenarios de las áreas susceptibles a inundaciones y riesgos para los distintos periodos de retorno de 50 y 100 años de los tramos B-C y C-D.

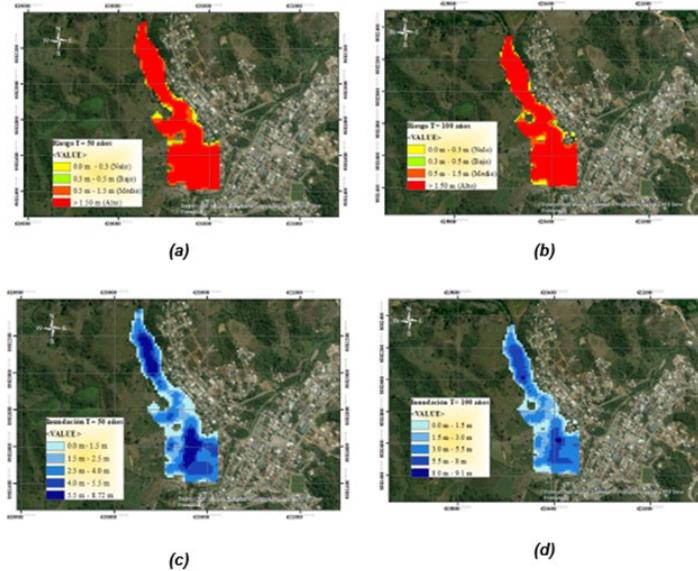


Figura 7: (a) Mapa de riesgo T=50 años, (b) Mapa de riesgo T=100 años (c) Mapa de inundación T=50 años (d) Mapa de inundación T=100 años del tramo B-C

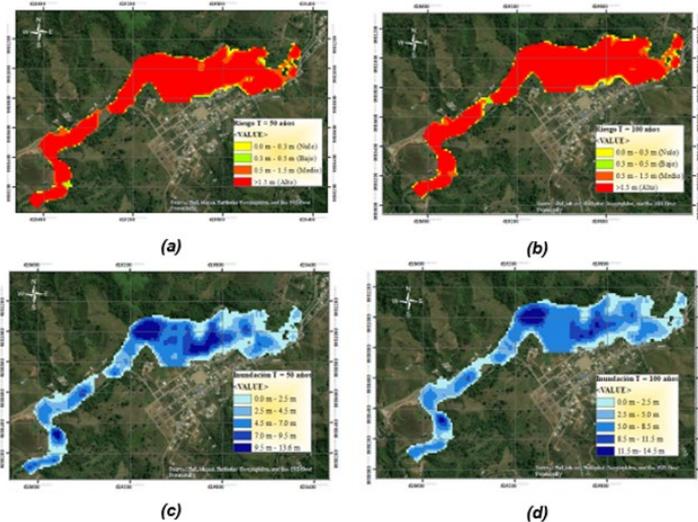


Figura 8: (a) Mapa de riesgo T=50 años, (b) Mapa de riesgo T=100 años (c) Mapa de inundación T=50 años (d) Mapa de inundación T=100 años del tramo C-D

3.6. Propuesta De Metodología

La figura 9 presenta la propuesta metodológica donde se esquematiza el proceso experimental de este trabajo. La propuesta se estructura en tres etapas; obtención de datos espaciales y georreferenciados, creación de geometría del canal y modelación de mapas. Además, el esquema muestra los datos de entrada, softwares, herramientas y funciones utilizados con resultados obtenidos.

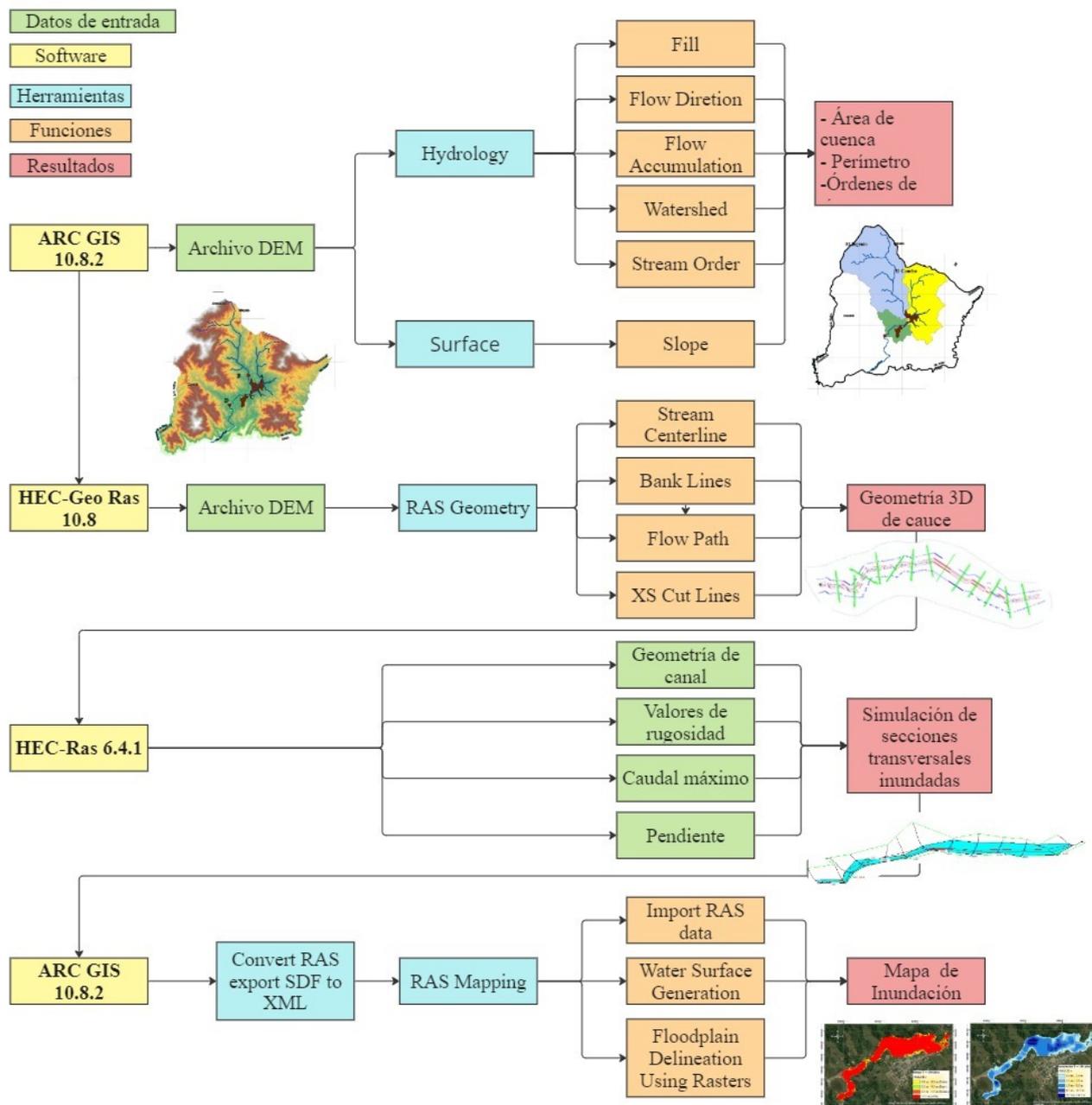


Figura 9: Propuesta metodológica para mapas de inundación y riesgo

4. CONCLUSIONES

Los Sistemas de Información Geográfica (SIG) dentro de este trabajo cumplen un papel fundamental para el análisis y manejo de datos hidrológicos con el fin de determinar el comportamiento en las dimensiones espaciales y temporales.

Debido a la falta de datos hidrológicos del área de estudio, se obtuvieron datos espaciales del satélite Alos Palsar mediante del Servicio Geológico de Estados Unidos; brinda archivos con corrección de geoide aplicada con alta resolución de celda de 12,5 m x 12,5 m. Esto permitió evaluar los impactos hidrológicos e hidráulicos en diferentes periodos de retorno.

El empleo de los softwares ArcGIS, Hec-GeoRas y Hec-Ras permitieron la automatización de los procesos de la extracción de datos, cálculos hidráulicos y creación de mapas de inundación, identificando las posibles zonas inundables en función a su tirante y extensión.

De acuerdo a los mapas desarrollados para los periodos de retorno de 50 y 100 años (años contemplados para obras civiles), para el tramo B-C se obtuvieron tirantes de 8,72 m y 9,09 m mientras que en el tramo C-D, 13,64 m y 14,54 m. Se concluye que existe mayor riesgo a inundaciones en esas zonas del Cantón, lo que permite a la gestión de riesgo identificar e implementar medidas para su mitigación.

La propuesta metodológica presentada resuelve el proceso y manejo de los programas ArcGIS, Hec-GeoRas y Hec-Ras para contribuir en futuras investigaciones enfocadas en estudios ambientales e ingenierías; que puedan ser considerados con fines de construcción (hidráulicas, sanitarias, infraestructura urbana y ordenamiento territorial).

1. A. M. Tawfik, "River flood routing using artificial neural networks," *Ain Shams Engineering Journal*, vol. 14, no. 3, 2023, doi: 10.1016/j.asej.2022.101904.
2. A. Minano, J. Thistlethwaite, D. Henstra, and D. Scott, "Governance of flood risk data: A comparative analysis of government and insurance geospatial data for identifying properties at risk of flood," *Comput Environ Urban Syst*, vol. 88, 2021, doi: 10.1016/j.compenvurbsys.2021.101636.
3. C. Amoako and D. K. B. Inkoom, "The production of flood vulnerability in Accra, Ghana: Re-thinking flooding and informal urbanisation," *Urban Studies*, vol. 55, no. 13, 2018, doi: 10.1177/0042098016686526.
4. M. B. Malgwi, S. Fuchs, and M. Keiler, "A generic physical vulnerability model for floods: Review and concept for data-scarce regions," *Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol. 20, no. 7, 2020, doi: 10.5194/nhess-20-2067-2020.
5. K. I. Abdrabo *et al.*, "An integrated indicator-based approach for constructing an urban flood vulnerability index as an urban decision-making tool using the PCA and AHP techniques: A case study of Alexandria, Egypt," *Urban Clim*, vol. 48, 2023, doi: 10.1016/j.uclim.2023.101426.
6. E. Tauzer, M. J. Borbor-Cordova, J. Mendoza, T. De La Cuadra, J. Cunalata, and A. M. Stewart-Ibarra, "A participatory community case study of periurban coastal flood vulnerability in southern Ecuador," *PLoS One*, vol. 14, no. 10, 2019, doi: 10.1371/journal.pone.0224171.
7. J. Pinos, L. Timbe, and E. Timbe, "Evaluation of 1D hydraulic models for the simulation of mountain fluvial floods: A case study of the santa bárbara river in Ecuador," *Water Pract Technol*, vol. 14, no. 2, 2019, doi: 10.2166/wpt.2019.018.
8. H. Helmi, H. Basri, S. Sufardi, and H. Helmi, "Flood vulnerability level analysis as a hydrological disaster mitigation effort in Krueng Jreue Sub-Watershed, Aceh Besar, Indonesia," *Jamba: Journal of Disaster Risk Studies*, vol. 11, no. 1, 2019, doi: 10.4102/jamba.v11i1.737.
9. M. Jehanzaib, M. Ajmal, M. Achite, and T. W. Kim, "Comprehensive Review: Advancements in Rainfall-Runoff Modelling for Flood Mitigation," *Climate*, vol. 10, no. 10, 2022, doi: 10.3390/cli10100147.
10. R. Afsari, S. N. Shorabeh, M. Kouhnavard, M. Homaei, and J. J. Arsanjani, "A Spatial Decision Support Approach for Flood Vulnerability Analysis in Urban Areas: A Case Study of Tehran," *ISPRS Int J Geoinf*, vol. 11, no. 7, 2022, doi: 10.3390/ijgi11070380.
11. H. A. Megahed, A. M. Abdo, M. A. E. AbdelRahman, A. Scopa, and M. N. Hegazy, "Frequency Ratio Model as Tools for Flood Susceptibility Mapping in Urbanized Areas: A Case Study from Egypt," *Applied Sciences*, vol. 13, no. 16, p. 9445, Aug. 2023, doi: 10.3390/app13169445.
12. I. Kocsis, Ștefan Bilașco, I. A. Irimuş, V. Dohotar, R. Rusu, and Ș. Roșca, "Flash Flood Vulnerability Mapping Based on FFPI Using GIS Spatial Analysis Case Study: Valea Rea Catchment Area, Romania," *Sensors*, vol. 22, no. 9, 2022, doi: 10.3390/s22093573.
13. R. Rollenbeck *et al.*, "The Coastal El Niño Event of 2017 in Ecuador and Peru: A Weather Radar Analysis," *Remote Sens (Basel)*, vol. 14, no. 4, 2022, doi: 10.3390/rs14040824.
14. C. Fernández de Córdova, P. Arias Lastre, Y. Rodríguez López, and A. León Méndez, "Modelo lluvia-escurrimiento para la cuenca del río Yanuncay en Cuenca, Ecuador Rain-runoff model for the Yanuncay river basin in Cuenca, Ecuador," *INGENIERÍA HIDRÁULICA Y AMBIENTAL*, vol. XLII, no. 3, 2021.
15. F. Javier Montalván Toala, M. Michelle Catuto Quinde, and G. R. Gómez, "Hydrological modeling of the manglaralto river for the generation of flood maps (Santa Elena-Ecuador)," in *Proceedings of the LACCEI international Multi-conference for Engineering, Education and Technology*, 2020. doi: 10.18687/LACCEI2020.1.1.213.
16. S. Moghim, M. A. Gharethoragh, and A. Safaie, "Performance of the flood models in different topographies," *J Hydrol (Amst)*, vol. 620, 2023, doi: 10.1016/j.jhydrol.2023.129446.
17. G. C. Abdeta, A. B. Tesemma, A. L. Tura, and G. H. Atlabachew, "Morphometric analysis for prioritizing sub-watersheds and management planning and practices in Gidabo Basin, Southern Rift Valley of Ethiopia," *Appl Water Sci*, vol. 10, no. 7, 2020, doi: 10.1007/s13201-020-01239-7.
18. J. Pinos and L. Timbe, "Mountain Riverine Floods in Ecuador: Issues, Challenges, and Opportunities," *Frontiers in Water*, vol. 2, 2020, doi: 10.3389/frwa.2020.545880.
19. M. angel Gomez Mendoza, J. Deslauriers, and M. V. Alzate Piedrahita, *Cómo hacer tesis de maestría y doctorado*, vol. 13, no. 1. 1959.
20. H. Tamiru and M. Wagari, "Machine-learning and HEC-RAS integrated models for flood inundation mapping in Baro River Basin, Ethiopia," *Model Earth Syst Environ*, vol. 8, no. 2, 2022, doi: 10.1007/s40808-021-01175-8.
21. M. Sholichin and W. Qadri, "Predicting flood hazards area using swat and hec-ras simulation in Bila river, South Sulawesi," in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2020. doi: 10.1088/1755-1315/437/1/012055.

22. K. Sadhwani and T. I. Eldho, "Assessing the Vulnerability of Water Balance to Climate Change at River Basin Scale in Humid Tropics: Implications for a Sustainable Water Future," *Sustainability (Switzerland)*, vol. 15, no. 11, 2023, doi: 10.3390/su15119135.
23. B. Jagadeesh and K. K. Veni, "Flood Plain Modelling of Krishna Lower Basin Using Arcgis, Hec-Georas And Hec-Ras," *IOP Conf Ser Mater Sci Eng*, vol. 1112, no. 1, 2021, doi: 10.1088/1757-899x/1112/1/012024.
24. V. Te Chow, D. R. Maidment, and L. W. Mays, *Hidrología Aplicada*, vol. I, no. 9780070108103. 1988.
25. C. L. Castillo García, D. E. Abreu Franco, and M. Alvarez González, "Evaluación de distintas fórmulas empíricas para el cálculo del tiempo de concentración en la cuenca urbana del río Bélico y Cubanicay, ciudad de Santa Clara," *Enfoque UTE*, vol. 12, no. 3, 2021, doi: 10.29019/enfoqueute.729.
26. D. Martinhago *et al.*, "Balanço hídrico de uma bacia hidrográfica localizada no oeste do estado do Paraná," *Engenharia Sanitaria e Ambiental*, vol. 26, no. 5, 2021, doi: 10.1590/s1413-41522020374.
27. Z. Şen, "Hydrological Methodology Evolution for Runoff Estimations at Ungauged Sites," *Water (Switzerland)*, vol. 15, no. 4, 2023, doi: 10.3390/w15040702.
28. V. H. Alcocer-Yamanaka, J. M. Rodríguez-Varela, V. J. Bourguett-Ortiz, O. J. Llaguno-Guilberto, and P. M. Albornoz-Góngora, "Metodología para la generación de mapas de riesgo por inundación en zonas urbanas," *Scielo*, vol. VII, no. 5, pp. 33–55, Sep. 2016, Accessed: Jan. 10, 2024. [Online]. Available: https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S2007-24222016000500033&script=sci_abstract

Validación De Fibras De PEAD Para Hormigones Proyectados Para Trasvases

Validation Of HDPE Fibers For Shown Concrete For Transfers

Autores

David Rufin-Alvarado¹, Vladimir León-Vázquez², Yosvany Díaz³, Fernando Martirena⁴

¹Estudiante de Ingeniería Civil 3^{er} Año, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Santa Clara, druvin@uclv.cu

²Estudiante de Ingeniería Civil 3^{er} Año, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Palmira, vlvazquez@uclv.cu

³Dr. C. Ingeniero Civil, CIDEM, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Santa Clara, yosvanyd@uclv.cu

⁴Dr. Cs. Ingeniero Civil, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Santa Clara, martirena@uclv.cu

RESUMEN

Los trasvases tienen gran importancia económica, social y ambiental en Cuba. En su construcción se emplea hormigón Fibro-Reforzado. En este, el acero es sustituido en su totalidad por la fibra estructural, que evita la retracción y fisuración. El presente trabajo tuvo como objetivo validar el uso de fibras de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) de producción nacional para hormigones proyectados en los canales de trasvases. Se evaluó el impacto de las fibras en las propiedades reológicas y físico-mecánicas de los hormigones, se determinó la dosis más adecuada y su impacto en la retracción y fisuración del hormigón. Como principales variables se definieron el tipo de cemento, la dosis de fibra, el impacto en la retracción y las propiedades en estado fresco y endurecido. La evaluación del impacto de las fibras fue realizada en hormigones de 25 MPa. Se demostró que la incorporación de fibras de PEAD de producción nacional en el hormigón Fibro-Reforzado, es un medio útil para mejorar su capacidad de controlar la propagación de fisuras, aumentar su resistencia y su capacidad de deformación. Para hormigones con cemento Portland P-35, la dosis recomendada es de 5 kg/m³, mientras que, para PP-35 es entre 4-5 kg/m³.

Palabras claves: asentamiento, Cuba, fibras, hormigón, retracción.

ABSTRACT

Water transfers have great economic, social and environmental importance in Cuba. Fiber-reinforced concrete is used in its construction. In this, the steel is completely replaced by the structural fiber, which prevents shrinkage and cracking. The objective of this work was to validate the use of High-Density Polyethylene (HDPE) fibers of national production for shotcrete in transfer channels. The impact of the fibers on the rheological and physical-mechanical properties of the concrete was evaluated, the most appropriate dose and its impact on the shrinkage and cracking of the concrete will be determined. The main variables were defined as the type of cement, the fiber dosage, the impact on shrinkage and the properties in the fresh and hardened state. The evaluation of the impact of the fibers was performed in 25 MPa concrete. It is demonstrated that the incorporation of HDPE fibers of national production in Fiber-Reinforced concrete is a useful means to improve its ability to control the propagation of cracks, increase its resistance and its deformation capacity. For concrete with P-35 Portland cement, the recommended dose is 5 kg/m³, while for PP-35 it is between 4-5 kg/m³.

Keywords: concrete, Cuba, fibers, slump, transfers, shrinkage.

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón proyectado es una técnica de hormigonado que consiste en proyectar el hormigón por medio de impulsión neumática. Este proceso se realiza con una manguera de aire comprimido que proyecta el hormigón a alta velocidad sobre la superficie del elemento que se va a hormigonar, ya sea vertical, horizontal o una estructura curva. Su composición y dosificación son semejantes a cualquier mezcla de hormigón clásico (cemento, árido fino, grueso, agua y aditivos). La diferencia está dada en que los áridos que se utilizan deben tener un tamaño máximo inferior a 10 mm, lo cual está determinado por las dimensiones del dispositivo de control utilizado como válvula en la punta de la manguera. Se utiliza entre otras razones, por su alto nivel de impermeabilidad, tanto en obras de pequeño tamaño, como en otras mucho más complejas. Tal es el caso de revestimientos de túneles, sistemas de contención o estabilización de taludes, puentes y trabajos de sellado de filtraciones en tanques para almacenar líquidos, presas o canales [1].

Con el objetivo de mejorar las prestaciones de estos hormigones se pueden utilizar fibras, ya sean artificiales o naturales. Según la ASTM C1116 se pueden clasificar según su materialidad en fibras de acero, de vidrio o sintéticas. Estas últimas pueden ser fabricadas a partir de diferentes materiales, tales como polietileno, polipropileno, nylon, poliéster, entre otros. Por otra parte, según su funcionalidad pueden clasificarse en microfibras o macrofibras. La incorporación de residuos de plásticos reciclados en la fabricación de hormigón es una de las soluciones ecológicas y económicamente sostenibles en las tendencias actuales para disminuir el agotamiento de los recursos naturales en todo el mundo [2].

El uso de las fibras como potenciadores en el campo de la ingeniería, contribuyen en la mejora de las características mecánicas de los elementos estructurales como la resistencia a la compresión y el control de la fisuración [3]. Además, los hormigones fibro-reforzados poseen una gran capacidad de resistencia a la flexión, una ductilidad mejorada y una gran suficiencia para absorber energía, más que el hormigón convencional frente a cargas dinámicas [4]. De igual forma, debido a su naturaleza hidrófoba y la forma, por lo general, estrecha y alargada de las fibras, estas permiten una mejor hidratación de la matriz en edades tempranas, pues el agua de amasado percola con mayor facilidad a través de ellas y garantiza llegar a más lugares donde haya cemento sin hidratar. Al reaccionar más cemento, se origina una mayor expansión, y cuando ocurre el encogimiento se produce una compensación, que finalmente reduce las tensiones de retracción [5], [6]–[7]. Una vez que la matriz está endurecida, las fibras comienzan a tomar esfuerzos, en especial a edades tempranas.

En este sentido, se han realizado varios estudios que corroboran lo planteado anteriormente. Por ejemplo, Al-Hadithi et al. [3] estudió el efecto de las fibras de tereftalato de polietileno (PET) con una relación de aspecto de 28 en el hormigón proyectado. Como resultado, demostró que en dosis entre 0 y 2% la fibra aumenta la resistencia a la compresión y flexión del hormigón, alcanzando el mayor valor para 1.5%. Similar tendencia fue obtenida para el módulo de elasticidad, el cual aumentó en un 17% para un mismo contenido de fibras. Sin embargo, se registró una disminución de la laborabilidad, con un asentamiento más bajo de 648 mm para un 2% de adición de fibras. Por otra parte, Faraj et al. [8] investigó la influencia de las fibras de polipropileno reciclado (PP) en las propiedades mecánicas y en la durabilidad de hormigones proyectados de alta resistencia. A diferencia del estudio anterior, se obtuvo que el uso de las fibras tuvo un impacto negativo en la resistencia a tracción y flexión del hormigón ya que, para un aumento de la fracción de fibra, se registró una disminución de ambas propiedades.

De igual forma, en la literatura científica consultada [9] se refieren los beneficios potenciales de las fibras de polietileno de alta densidad (PEAD), las cuales al ser incorporadas en el hormigón con una fracción de volumen entre el 0.40 y el 1.25%, obtienen mejoras en la ductilidad a la flexión después de la fisuración y mejoran las propiedades de servicio del hormigón, como la reducción de la fisuración por contracción plástica, la contracción por secado y la permeabilidad al agua. Estas capacidades se deben en gran medida al módulo de elasticidad, ya que esta toma tensión a medida que se produce la deformación del hormigón bajo flexión. A pesar de ello, hasta el momento no se encontraron informes científicos sobre el uso e influencia de las fibras de PEAD en hormigones proyectados.

En Cuba, las fibras utilizadas para este fin en los hormigones proyectados del Trasvase Este-Oeste Mayarí, son de importación. Una alternativa para su sustitución podría ser el empleo de fibras sintéticas de fabricación nacional obtenidas a partir de desechos de la producción de tubos de Polietileno de Alta Densidad (PEAD). A pesar de que el comportamiento del hormigón proyectado reforzado con fibras de PEAD ha sido estudiado por varios autores en diferentes países [10]–[11], en Cuba, los estudios aún son incipientes. Atendiendo a la importancia del hormigón proyectado para las obras de ingeniería como los trasvases, donde la fisuración y el agrietamiento son aspectos críticos para los fines que se persiguen, se requiere una evaluación de la compatibilidad entre los materiales que componen la mezcla de hormigón y las fibras [12]–[13]. El objetivo de este trabajo fue validar el uso de las fibras de PEAD de producción nacional para hormigones proyectados.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Materiales Utilizados

Para el trabajo de investigación se utilizaron como materias primas:

- Cemento Portland P 35 y Cemento Portland Puzolánico PP 35 (con un % de adición activa natural entre 6% y 20%), producidos en la fábrica Karl Marx de la provincia de Cienfuegos, de acuerdo con la (NC:1340, 2020).
- Aditivo Dynamon SR-356, de factura nacional, base acrílica, modificada, de alta viscosidad, específico para el hormigón premezclado, perteneciente al sistema MAPEI. Posee un alto efecto plastificante (reducción de $\geq 25\%$ del agua de amasado), endurecedor (aumenta resistencia en 5-15% en todas las edades) y retardador (posee un alto poder retardador incluso en dosis bajas). Se utilizó debido a que fue necesario trasladar el hormigón en camiones hormigoneras hasta el lugar de la obra, el cual quedaba a varios kilómetros de la planta dosificadora.
- Áridos utilizados en la producción de hormigones del Tránsito Este-Oeste, granito Mayarí, arena Mayarí y arena Sagua (Tabla 1) (Figura 1). Ambos áridos cumplen con las especificaciones de las normativas.
- Fibras de PEAD fabricadas mediante extrusión y cuya caracterización fue realizada en los laboratorios de la empresa SAREX (Tabla 2) en el municipio de Santa Clara, Villa Clara.

Tabla 1: Propiedades de los áridos finos utilizados

Ensayos	Normas	Arena Mayarí	Arena Sagua
Material más fino que el Tamiz No 200 (%)	NC 182:2002 Áridos. Determinación T-200	2,060	1,080
Partícula de Arcilla (%)	NC 179:2002 Áridos. Determinación del contenido de partículas de arcilla. Método de ensayo	0,700	0,600
Peso Específico Corriente (g/cm ³)	NC 186:2002 Arena. Peso Específico y absorción	2,511	2,334
Peso Específico Saturado (g/cm ³)		2,583	2,421
Peso Específico Aparente (g/cm ³)		2,706	2,555
Absorción (%)		2,870	3,700
Peso Volumétrico Suelto (kg/m ³)	NC 181:2002 Áridos. Determinación del peso volumétrico. Método de ensayo	1456	1451
Peso Volumétrico Compactado (kg/m ³)		1741	1618
Módulo de Finura (Adim)	NC 251:2013 Áridos para hormigones hidráulicos. Requisitos	3,320	3,380

Tabla 2: Características de las fibras

Datos Técnicos	PEAD	Mapefibre CN54
Módulo de Elasticidad (GPa)	0.3 - 0.4	> 5.0
Longitud (mm)	40 - 50	54 ± 5%
Diámetro (mm)	0.65 - 0.9	0.32 ± 5%
Densidad (g/cm ³)	0.92 - 0.96	0.91 ± 0.02
Relación l/d (mm)	40 - 60	180
Elongación (%)	≥ 70	< 20
Consumo (kg/m ³)	4 - 5	1 - 6

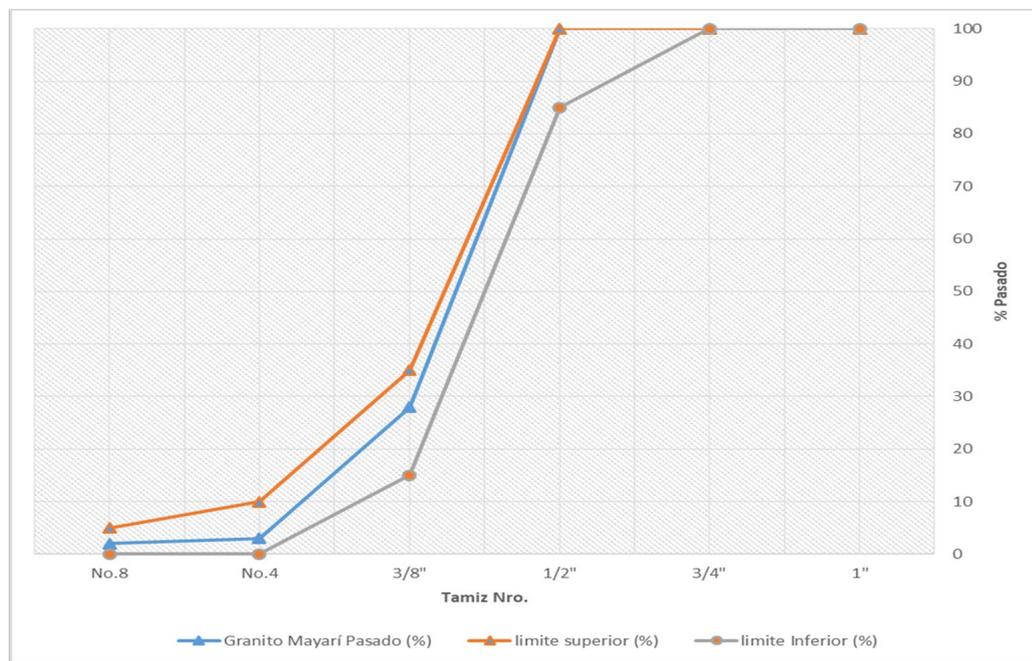


Figura 1: Distribución de tamaño de partículas de los áridos gruesos utilizados.

2.2. Programa Experimental

El programa experimental se concentró en la evaluación del impacto de uso de fibras de PEAD en hormigones de consistencia fluida producidos con cemento P-35 y PP-35, en una dosificación de hormigón de 25 MPa certificada por la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas, ENIA en Holguín. Se midieron las propiedades en estado fresco (asentamiento por el cono de Abrams, NC 120:2014 Hormigón Hidráulico. Especificaciones) (Figura 2b), en estado endurecido (NC 724:2015 Ensayos del hormigón. Resistencia del hormigón en estado endurecido) (Figura 2c), y el impacto en la retracción (canal de retracción en hormigones).



a) Canal de retracción



b) Cono de Abrams



c) Resistencia a compresión

Figura 2: Protocolos de ensayo en hormigones

El canal de retracción (Figura 2a) está compuesto por un perfil de acero inoxidable en forma de U que mide un metro de longitud con un ancla fija en cada uno de sus extremos y un ancla móvil que se desplaza sobre tres ruedas. El movimiento de esta última se registra por una sonda transductor de desplazamiento lineal variable (LVDT) de alta sensibilidad. Para evitar la fricción entre el material y las paredes del canal se utiliza una lámina de goma de neopreno. Los datos recibidos son registrados y almacenados por un datalogger como archivos estándar ASCII, que posteriormente pueden ser manejados a través de Microsoft Excel. Las variaciones de la contracción en el tiempo se determinaron a partir de las diferencias entre las deformaciones medidas y la dilatación por temperatura [14]. Se cubrieron las muestras con una película de polietileno (nylon) para evitar su desecación. Debido a que la temperatura varió solo durante el período de fraguado rápido del cemento (durante las 24 h) y posteriormente fue igual a la temperatura ambiente, su influencia fue considerada solo en las primeras 24 horas.

Para la implementación de los objetivos se mantuvo como parámetros de estado la relación agua/cemento y el porcentaje de aditivo. Como variables independientes se definió el contenido de fibra de PEAD, a partir de los datos de consumo proporcionados por la empresa SAREX y el tipo de cemento (Tabla 3). Además, se estableció una dosis de 2 kg/m³ de fibra importada de la firma MAPEI como variable de control.

Tabla 3: Variables independientes y sus niveles

Variables	Niveles	
	Bajo	Alto
Cantidad de fibra PEAD (kg/m ³)	2	5
Tipo de cemento	P-35	PP-35

2.3. Dosificaciones Utilizadas

Para el estudio se trabajó con dos dosificaciones de hormigón de 25 MPa a los 28 días (tabla 4).

Tabla 4: Dosificaciones de hormigón de 25 MPa a los 28 días.

Tipo de mezclas	Diseño del Hormigón								
	Cemento Portland (kg)	Aditivo (kg)	Árido Fino Sagua (kg)	Árido Fino Mayarí (kg)	Granito (kg)	Agua (L)	Fibras (kg)	Relación a/c	% de aditivo (r.c.)
Cemento P-35									
MP-1 (no fibra)	420	2.1	229	434	451	225	0	0.54	0.50
MP-2 (2 kg/m ³ MAPEI)	420	2.1	229	434	451	225	2	0.54	0.50
M-1 (2 kg/m ³ PEAD)	420	2.1	229	434	451	225	2	0.54	0.50
M-2 (5 kg/m ³ PEAD)	420	2.1	229	434	451	225	5	0.54	0.50
Cemento PP-35									
MP-1 (no fibra)	420	2.1	229	434	451	225	0	0.54	0.50
MP-2 (2 kg/m ³ MAPEI)	420	2.1	229	434	451	225	2	0.54	0.50
M-1 (2 kg/m ³ PEAD)	420	2.1	229	434	451	225	2	0.54	0.50
M-2 (5kg/m ³ PEAD)	420	2.1	229	434	451	225	5	0.54	0.50

Nota: r.c. (en relación al peso del cemento)

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Impacto Del Empleo De Fibras PEAD En Las Propiedades Del Hormigón En Estado Fresco

Se estableció un asentamiento mínimo por proyecto de 200 mm (la NC 463:2009 Guía del hormigón proyectado establece un margen de asentamiento para hormigones proyectados por vía húmeda de 160 a 220 mm), con el fin de que el hormigón fuera proyectado por la máquina de proyección. De igual forma, esta norma plantea que el tiempo máximo de entrega del hormigón es de 30-45 min, por lo que el asentamiento se comprobó a la salida y a la llegada del camión hormigonera a la obra. Como resultado, se evidenció que a pesar de presentar un ligero decrecimiento producto de la absorción de los áridos, el asentamiento alcanzó valores similares para las diferentes dosis de fibras (Figuras 3-4). Aunque diferentes autores coinciden en que el uso de las fibras decrece notablemente la laborabilidad (asentamiento) del hormigón [2]-[17], el resultado anterior confirma que pequeñas adiciones de fibras no la afectan [11], ya que, debido a su forma uniforme, estrecha y alargada, así como su propiedad de no absorber el agua (hidrofobicidad), permite que se produzca una mayor hidratación del cemento y da como resultado una mejor interacción entre las fibras y la matriz cementicia [14].

De igual forma, las mezclas con ambos tipos de cementos Portland, tanto el P35 como el PP35, cumplieron con los parámetros de asentamiento establecidos para hormigones fluidos (200 mm), inclusive para los valores más altos de adición de fibras de PEAD.

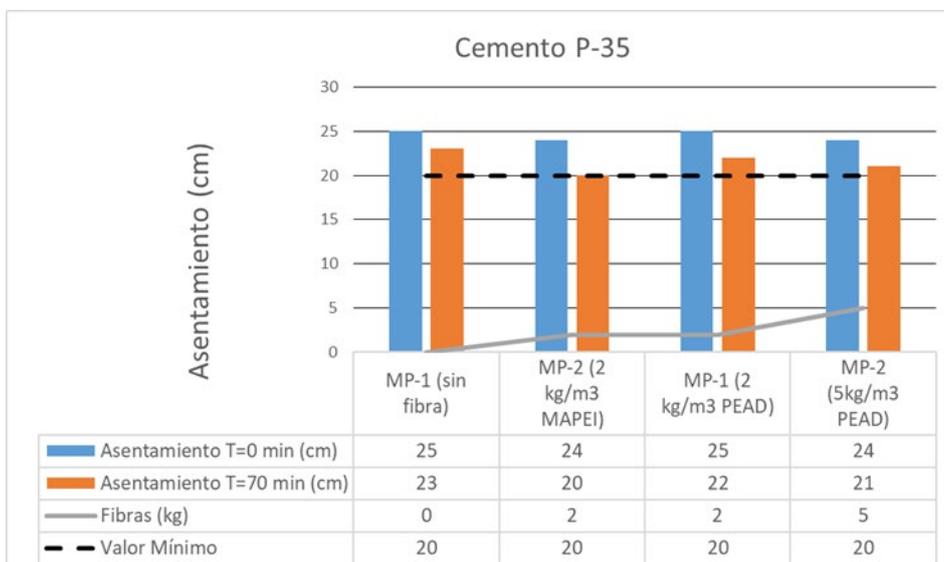


Figura 3: Resultados del ensayo en el Cono de Abrams para hormigón Fibro-Reforzado (P-35) con fibras de PEAD

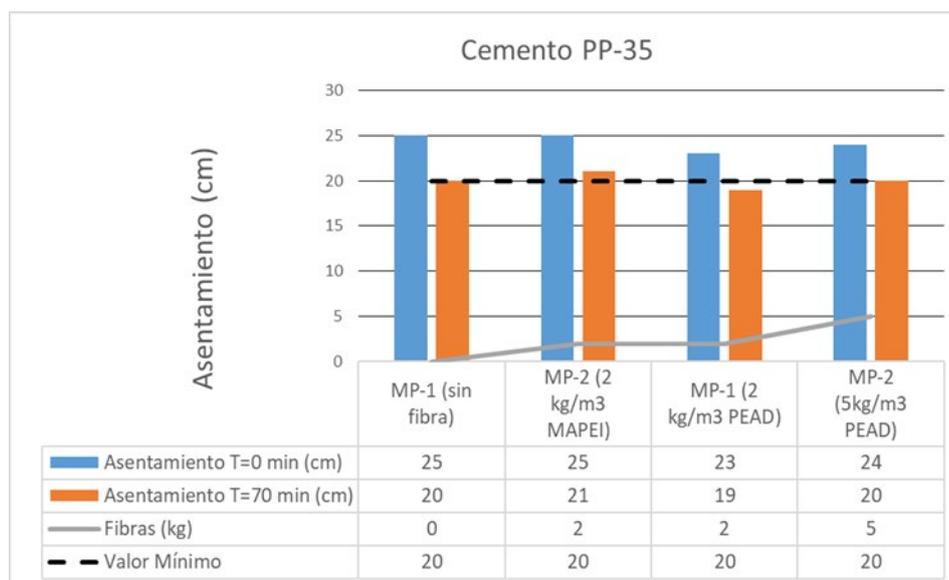


Figura 4: Resultados de ensayo en el Cono de Abrams para hormigón Fibro-Reforzado (PP-35) con fibras de PEAD

3.1.1 Impacto Del Empleo De Fibras PEAD En Las Propiedades Del Hormigón En Estado Endurecido

Aunque en la literatura consultada [2], se comenta que la adición de fibras de PEAD hasta 1.25% tiene efectos negativos en la resistencia a compresión del hormigón, las muestras elaboradas con cementos P-35 y PP-35 no manifestaron diferencias entre ellas en cuanto a esta propiedad para porcentajes similares de adición, pero sí con respecto a la muestra patrón (sin fibras) (Figura 5). Si se comparan con las muestras sin fibras se aprecia un incremento aproximado de 1,2 veces la resistencia a la compresión, lo que está en concordancia con lo planteado de que las fibras pueden aumentar la resistencia a la compresión, del hormigón [11]. Este incremento se debe al fuerte vínculo entre la matriz cementicia y las fibras, las cuales, al distribuirse uniformemente en la mezcla disminuyen los vacíos en la superficie, lo que contribuye a mejorar la cohesión del hormigón [8]. Además, para las diferentes edades donde se utilizaron las fibras de PEAD, se superaron los valores establecidos en el diseño de 25 MPa a los 28 días, lo cual corrobora que su uso mejora el rendimiento del hormigón a largo plazo [16]. En este sentido, estos resultados demostraron que la utilización de fibras de PEAD, garantizan las resistencias mecánicas especificadas por proyecto.

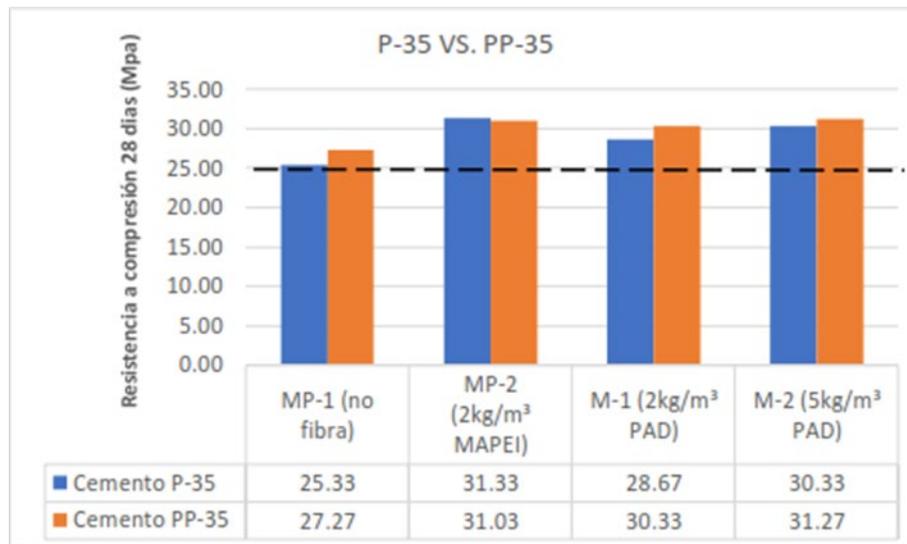


Figura 5: Valores de resistencia a compresión en los hormigones estudiados

3.1.2. Control De La Retracción En Hormigones

Los resultados en el ensayo del canal de retracción (Figuras 6 y 7) mostraron el mayor valor de deformación en el cemento P-35 con la dosis de 2 kg/m³ de fibra importada (Mapefibre CN54) a las 8 h de iniciada la medición. Con la fibra de PEAD, para una dosis similar y superior (5 kg/m³) no se alcanzó dicha deformación (Figura 6) y los valores máximos se obtuvieron a las 10 h. Esto puede deberse a que el alto contenido de clínker del cemento P-35 limita una mejor hidratación para la relación agua/cemento utilizada [5]. Además, ambas fibras tienen diferente módulo de elasticidad (Mapefibre > PEAD), lo cual podría repercutir en el efecto de la retracción. Este es un parámetro importante que influye en el valor resultante de la retracción en los hormigones fibro-reforzados. La retracción autógena es la reducción macroscópica de volumen del cemento durante la hidratación temprana en el momento del fraguado inicial [18]. En hormigones las máximas deformaciones se registran entre las 2 y 6 horas [14] lo cual se corroboró en este trabajo.

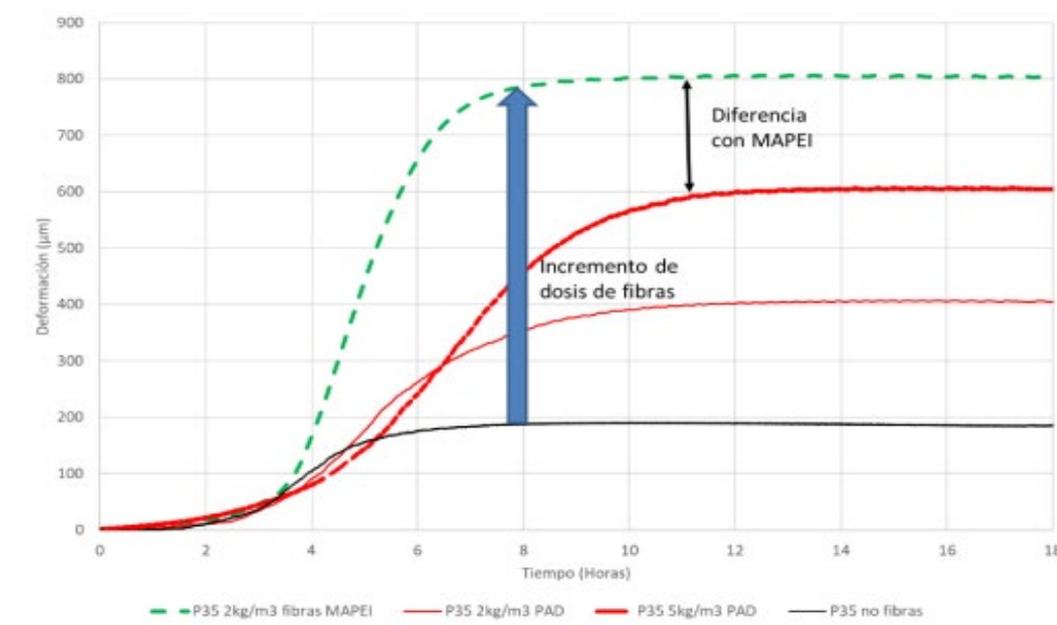


Figura 6: Impacto de fibras PEAD en la retracción. Hormigón con P-35

Por otra parte, el hormigón producido con cemento PP-35, alcanzó el máximo valor de deformación con una dosis de 5 kg/m³ de fibra nacional a las 8 h de iniciada la medición. En este caso, los valores iniciales de expansión son altos, debido al efecto de dilución, que provoca una mejor hidratación del cemento, y por ende una más alta expansión inicial [19]. Además, al utilizar cemento PP-35 se logra disminuir el tiempo en el que las fibras soportan las tensiones internas del hormigón con respecto a la fibra importada y la muestra patrón

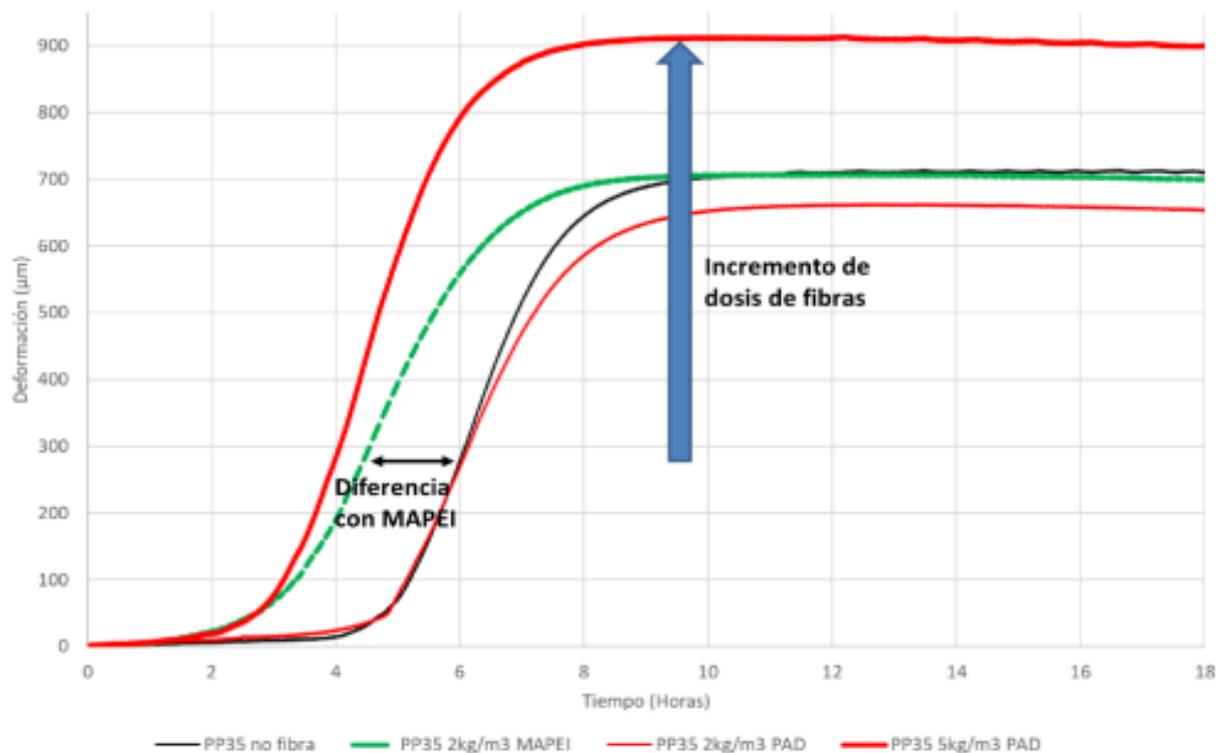


Figura 7: Impacto de las fibras en retracción. Hormigón con PP-35

4. CONCLUSIONES

- Las fibras de producción nacional a partir de PEAD reciclado cumplen con los requisitos establecidos para su uso en el control de retracción de hormigones proyectados.
- Con el empleo de cemento PP-35 y dosis de 5 kg/m³ se superan los valores de deformación alcanzados por la fibra importada para 2 kg/m³ de dosis.
- Al emplear cemento PP-35 se logra disminuir el tiempo en el que las fibras comienzan a soportar las tensiones internas del hormigón.
- Las mezclas con cemento P-35 con la máxima dosis de fibra nacional evaluada (5kg/m³), aunque cumplen con los parámetros de asentamiento y resistencia a la compresión, no alcanzaron las deformaciones alcanzadas por las fibras importadas para 2 kg/m³.

1. J. Wang, D. Niu, S. Ding, Z. Mi, and D. Luo, "Microstructure, permeability and mechanical properties of accelerated shotcrete at different curing age," *Construction and Building Materials*, vol. 78, pp. 203-216, 2015.
2. S. Abeysinghe, C. Gunasekara, C. Bandara, K. Nguyen, R. Dissanayake and P. Mendis, "Engineering Performance of Concrete Incorporated with Recycled High-Density Polyethylene (HDPE)—A Systematic Review," *Polymers*, vol. 13, no 11, p. 1885, 2021.
3. A. I. Al-Hadithi; A. T. Noaman, W. K. Mosleh, "Mechanical properties and impact behavior of PET fiber reinforced self-compacting concrete (SCC)." *Composite Structures*, 2019, vol. 224, p. 111021.
4. Y. I. Olivera Pérez, S. P. Guevara Saravia, and S. P. Muñoz Pérez, "Revisión sistemática de la literatura sobre la mejora de las propiedades mecánicas del hormigón con fibras de origen artificial-natural," *Ingeniería*, vol. 27, no. 2, 2022.
5. A. Guo, Z. Sun, and J. Satyavolu, "Impact of modified kenaf fibers on shrinkage and cracking of cement pastes," *Construction and Building Materials*, vol. 264, p. 120230, 2020.
6. N. Yousefieh, A. Joshaghani, E. Hajibandeh, and M. Shekarchi, "Influence of fibers on drying shrinkage in restrained concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 148, pp. 833-845, 2017.
7. R. Babaie, M. Abolfazli, and A. Fahimifar, "Mechanical properties of steel and polymer fiber reinforced concrete," *Journal of the Mechanical Behavior of Materials*, vol. 28, no 1, pp. 119-134, 2020.
8. R. H. Faraj, A. F. Sherwani, A. Daraei, "Mechanical, fracture and durability properties of self-compacting high strength concrete containing recycled polypropylene plastic particles." *Journal of Building Engineering*, 2019, vol. 25, p. 100808.
9. N. Pesie, S. Zivanovic, R. Garcia, and P. Papastergiou, "Mechanical properties of concrete reinforced with recycled HDPE plastic fibres," *Construction and Building Materials*, vol. 115, pp. 362-370, 2016.
10. M. M. Rao, S. K. Patro, and S. S. Basarkar, "Mechanical and post-cracking performance of recycled high-density polyethylene fiber reinforced concrete," *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, vol. 103, no 2, pp. 519-530, 2022
11. T. Rahman and J. Nurdiana, "The effect of HDPE plastic fibres on concrete performance", 2020.
12. Y. K. Hidalgo Yáñez, "Evaluación de Parámetros Incidentes en la Respuesta Post-Agrietamiento del Hormigón Reforzado con Fibra," Universidad de Chile, 2018.
13. E. Poveda and G. Ruiz, "Dosificación de hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero basado en el estudio de la reología de la pasta," presented at the V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales, Valencia, 2018.
14. L. R. Torres, "Influencia de los cementos mezclados PP35 y LC3 en las propiedades de los morteros." Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, 2019.
15. A. Poonyakan, M. Rachakornkij, M. Wecharatana, and W. Smittakorn, "Potential Use of Plastic Wastes for Low Thermal Conductivity Concrete," *Materials*, vol. 11, no 10, p. 1938, 2018.
16. Tamrin; J. Nurdiana, "The effect of recycled HDPE plastic additions on concrete performance," *Recycling*, vol. 6, no 1, p. 18, 2021.
17. A. Balea, E. Fuente, M. C. Monte, A. Blanco, and C. Negro, "Recycled fibers for sustainable hybrid fiber cement-based material: A review," *Materials*, vol. 14, no 9, p. 2408, 2021.
18. M. Abu-Saleem, et al. "Evaluation of concrete performance with different types of recycled plastic waste for kerb application." *Construction and Building Materials*, 2021, vol. 293, p. 123477.
19. G. Yao, Q. Liu, J. Wang, P. Wu, and X. Lyu, "Effect of mechanical grinding on pozzolanic activity and hydration properties of siliceous gold ore tailings," *J. Clean. Prod.*, vol. 217, pp. 12–21, 2019

Evaluación Con AIMSUN De Una Intersección Semaforizada En La Ciudad De Machala, Ecuador

Evaluation With AIMSUN Of A Signalized Intersection In The City Of Machala, Ecuador

Autores

Juliana Lisbeth Salinas Gonzaga¹, Joselyn del Cisne Torres Chamba², Elsi América Romero Valdiviezo³, Carlos Eugenio Sánchez Mendieta⁴

¹Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, jsalinas5@utmachala.edu.ec

²Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, itorres13@utmachala.edu.ec

³Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, eromero@utmachala.edu.ec

⁴Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, csanchez@utmachala.edu.ec

RESUMEN

Una intersección vial es el punto donde se cruzan dos o más vías urbanas, permitiendo a sus usuarios el intercambio de caminos. Es frecuente que las intersecciones ubicadas en zonas urbanas experimenten un alto volumen de tráfico, lo que provoca congestión vehicular. Con el objetivo de analizar si los usuarios cuentan con un servicio eficiente de circulación vial, se evalúa la capacidad vial y nivel de servicio mediante la simulación del software AIMSUN en la intersección de la Av. Ferroviaria y la vía E25 en la ciudad de Machala; provincia de El Oro, Ecuador. En esta intersección circula un elevado volumen de vehículos, específicamente pesados. La metodología propuesta se basa en el análisis de diferentes indicadores que permiten la evaluación de la intersección en estudio, tales como el diseño geométrico, el tráfico vehicular y los puntos de control o semaforización. El proceso comienza con una observación directa que identifica los tipos de vehículos, las maniobras permitidas y la sincronización de semáforos. Posteriormente, se deben considerar las velocidades y las características geométricas de diseño. Finalmente, se realiza la aplicación de un aforo vehicular para conocer el flujo de tráfico existente, el flujo de saturación y calcular la demora media en cada sentido de la intersección, valor que se utiliza para definir el nivel de servicio. Se obtuvo un tiempo de demora general de 20 segundos por vehículo, clasificándola como un nivel de servicio "C". En conclusión, se propone una alternativa para mejorar el nivel de servicio en caso que se requiera.

Palabras claves: intersección a nivel, software AIMSUN, nivel de servicio, congestionamiento, evaluación.

ABSTRACT

A road intersection is the point where two or more urban roads intersect, allowing their users to exchange paths. Those intersections located in urban areas often experience a high volume of traffic, causing traffic congestion. With the objective of analyzing whether users have an efficient road circulation service, the road capacity and level of service is evaluated through the simulation of the AIMSUN software at the intersection of Av. Ferroviaria and road E25 in the city of Machala, province from El Oro, Ecuador. At this intersection, a high volume of vehicles circulate, specifically heavy. The proposed methodology is based on the analysis of different indicators that allow the evaluation of the intersection under study, such as the geometric design, vehicular traffic and control points or traffic lights. The process begins with direct observation that identifies vehicle types, permitted maneuvers, and traffic light synchronization. Subsequently, speeds and geometric design characteristics must be considered. Finally, a vehicle capacity is applied to know the existing traffic flow, the saturation flow and calculate the average delay in each direction of the intersection, a value that is used to define the level of service. A general delay time of 20 seconds per vehicle was obtained, classifying it as a "C" service level. In conclusion, an alternative is proposed to improve the level of service if required.

Keywords: grade intersection, AIMSUN software, level of service, congestion, evaluation.

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2024 Aceptado: Marzo 2024

1. INTRODUCCIÓN

El transporte contribuye al desarrollo económico, industrial, social y cultural de cualquier país. Debido al crecimiento inesperado de los automóviles privados en un país, la congestión del tráfico se ha convertido en un problema importante [1]. Este aumento en la cantidad de vehículos ha llevado a un incremento global en la congestión vehicular, afectando la movilidad, calidad de vida y salud mental de los usuarios que transitan las carreteras. Este problema se agrava cuando se excede la capacidad infraestructural de las vías [2], provocando una disminución de la capacidad del rendimiento y un acelerado deterioro de las calles.

El congestionamiento varía según la zona, por ejemplo, en las zonas urbanas el tráfico es mayor ya que tiene una mayor densidad de carreteras [3]. Las intersecciones en vías de primer orden son las que frecuentemente sufren de congestión, afectando la calidad de conducción y la fluidez del tráfico. Estas intersecciones son consideradas como "puntos críticos" debido a la conducción peligrosa que causa accidentes [4]. Por ello, un estudio detallado identifica sus principales conflictos, generando un análisis completo de los problemas de movilidad [5], lo que garantiza un adecuado diseño de las intersecciones, asegurando que toda la red vial funcione de manera segura y eficiente [6], optimizando la fluidez del tránsito, la reducción de los embotellamientos y la prevención de accidentes.

Las intersecciones son uno de los componentes más importantes de las vías urbanas ya que permiten la conexión de regiones, la movilización de personas y transporte de mercancías, proporcionando un papel fundamental en el crecimiento económico de la sociedad [7]. En estas zonas se realizan una serie de variaciones tanto en la velocidad como en el cambio de direcciones, generando un efecto significativo en el flujo de tráfico [8], volviéndose altamente críticas tanto para los automovilistas como para los peatones [9].

Según las estadísticas, la mayoría de los conflictos y accidentes de tráfico ocurren principalmente en las intersecciones debido a la organización ineficaz de los sistemas de control de los semáforos, dejando en conflicto a todo tipo de transporte público (autobuses, taxis de ruta fija), transporte comercial, o privado [10]. La falta de planificación específica para vehículos de carga pesada en estas áreas conlleva a una limitada maniobrabilidad, convirtiéndose en un problema sustancial para la infraestructura urbana. En este contexto, para cada tipo de transporte es necesaria una etapa de planificación para identificar la ubicación de las intersecciones, con el objetivo de determinar una ruta accesible y libres de coaliciones [11], [12].

La evaluación segura del estado de congestión de intersecciones implica la valoración de algunos parámetros como el flujo de tráfico, la seguridad, la eficiencia y el impacto del comportamiento de los peatones [13]. La calidad y condición de la infraestructura vial influyen directamente en la seguridad en las carreteras y en la eficiencia global de los sistemas de transporte [14].

Mejorar la seguridad vial implica optimizar el diseño para reducir la probabilidad y gravedad de los incidentes viales. Para lograr una mejora en el diseño de intersecciones es esencial examinar y establecer la relación entre los distintos aspectos que conforman dicho diseño y la incidencia de accidentes. La conexión entre los elementos como el ancho del carril, sujeto a la composición de los vehículos y consideraciones de seguridad vial, el radio de giro para la estabilidad de la fila de vehículos, el número de carriles, el ancho y tipo de divisores centrales, el tamaño de los bordes de la carretera, con las tasas de accidentes viales, conforman un enfoque integral para el diseño de intersecciones [15], [16], [17].

Se han realizado diversas investigaciones para la evaluación precisa del estado de congestión en las intersecciones, una de ellas se basa en mapas digitales y en cuadrículas [18]. Por otro lado, un estudio diferente presenta un conjunto de diez indicadores relacionados con el flujo vehicular, como la capacidad de las vías, el retraso promedio y la proporción de vehículos estacionados [13]. Otra investigación se centra en el análisis de las secciones geométricas, la señalización y puntos de control existentes en la intersección, la aplicación de un aforo vehicular y maniobras de giro [19].

Asimismo, el diseño de intersecciones ha sido abordado desde diversos enfoques. En India, se aplicaron principios de uniformidad y simplicidad, la minimización de puntos de conflicto y la optimización del flujo de tráfico a través de la compartición eficaz del espacio y el tiempo [20]. En Estados Unidos, elaboraron un modelo de optimización para una intersección de dos fases con el fin de incrementar su capacidad [21]. Por otro lado, en China plantearon un modelo de optimización destinado a lograr un diseño geométrico y una sincronización de señales óptimas que puedan abordar las limitaciones operativas del mundo real [22]. Finalmente, en Egipto usaron el software de simulación VISSIM para poder modelar y evaluar intersecciones no convencionales, permitiendo comparar el desempeño efectivo considerando cuatro esquemas [23].

Latinoamérica tiene un alto grado de afectación con respecto al congestionamiento vehicular, teniendo a Sao Paulo y Bogotá entre las ciudades con mayor tráfico en el mundo. En este aspecto Ecuador también es considerado uno de los países con vías congestionadas debido a su alta demanda vehicular y mala infraestructura vial [24]. En el contexto de esta problemática, la intersección de la Av. Ferroviaria y la vía E25 en la ciudad de Machala destaca por su importancia, siendo una vía de primer orden con un alto volumen de vehículos debido a la intensa actividad productiva y comercial de la zona. Utilizada mayormente por transportes

de carga, los usuarios de la intersección manifiestan que se presenta limitaciones para la realizar las maniobras de giro. Este problema implica demoras considerables en los desplazamientos, un consumo considerable de combustible, problemas de contaminación ambiental y una disminución de la seguridad vial [25]. Ante este escenario, se vuelve indispensable la evaluación de la intersección para definir si hay un eficiente servicio de circulación vial para sus usuarios.

La mala infraestructura vial es algo bastante común en las carreteras del estado ecuatoriano, las vías estrechas e inadecuados, radios de giro es más usual de lo que parece, esto no solo sugiere una incomodidad para el conductor, sino también, para los transeúntes, además de la emitente peligrosidad que esto puede emanar, sobre todo si estos se encuentran justo en una intersección muy transitada como la zona de estudio.

1.1. Alcances Y Objetivos

El presente estudio tuvo como objetivo proponer un modelo de diseño de la intersección a nivel en vías urbanas mediante criterios técnicos que permita un eficiente servicio de circulación vial para sus usuarios. Como alcance del trabajo se obtuvo el nivel de servicio de la intersección Av. Ferroviaria y la vía E25, la cual fue seleccionada como zona de estudio para reconocer los elementos que afectan la fluidez del tráfico, planteando cambios que favorezcan el mejoramiento de la misma. Los resultados del nivel de servicio son representados mediante tablas y gráficos con el propósito de realizar un análisis que los compare con los datos obtenidos en simulaciones y alcanzar las conclusiones correspondientes.

2. METODOLOGÍA

En la figura 1 se presenta la intersección de la Av. Ferroviaria y la vía E25 o también conocida como la vía Troncal de la Costa o Panamericana, son carreteras de doble carril pertenecientes a la provincia de El Oro, Ecuador. Estas vías son rutas importantes, dado que conecta a dos ciudades fundamentales, como lo son Machala y Guayaquil. Dichas rutas proporcionan un enlace crucial entre estas provincias, sirviendo como el principal nexo para el comercio y, por ende, para la economía de la ciudad de Machala.



Figura 1: Intersección entre la Av. Ferroviaria y la vía E25

Previo al planteamiento del modelo, se realizaron dos aforos. El primero fue un aforo vehicular mediante la aplicación móvil de aforos denominada "Aforo de vehículos TMC". Los conteos se realizaron durante tres días consecutivos en dos jornadas, la primera de 7h00 a 10h00 y la segunda de 11h00 a 14h00, considerando estos horarios como horas pico para asegurar la obtención de datos precisos que reflejen la realidad. Durante estos periodos, se registraron no solo las maniobras de giro a la izquierda, giro a la derecha y cruce de intersección, sino también el número de vehículos livianos, pesados, buses y motocicletas que circulan por la vía. Conjuntamente se midieron los tiempos de los ciclos del semáforo y su respectiva distribución de tiempos efectivos para todos sus cambios rojo, amarillo y verde en cada fase.

Para el segundo aforo, se midieron las velocidades a lo largo de siete días mediante un contador automático ubicado en la avenida Ferroviaria, seleccionada por presentar las mayores velocidades. La obtención de los informes de velocidad, esenciales para determinar la velocidad de diseño, se llevó a cabo utilizando el software Metrocount. Posteriormente, se llevó a cabo un levantamiento topográfico que resultó en la obtención de una ortofoto georreferenciada, proporcionando datos esenciales sobre las características geométricas como el ancho y número de carriles, así como el radio de giro necesario para el análisis detallado.

A continuación, se procesaron los datos mediante las fórmulas y cálculos establecidos en el manual HCM 2010. Este proceso permite determinar la demora para cada grupo de carriles, así como para cada acceso y la intersección en su totalidad. Los resultados obtenidos son utilizados para definir el nivel de servicio de acuerdo con la Tabla 1.

Tabla 1: Niveles de servicio con relación a demoras en intersecciones semaforizadas

Nivel de servicio	Demora por control (segundos/vehículo)	Detalle del nivel
A	≤ 10	Flujo libre
B	>10 -20	Flujo establece (pequeños retrasos)
C	>20 – 35	Flujo estable (retrasos aceptables)
D	>35 – 55	Cerca de flujo inestable (retardo tolerable)
E	>55 – 80	Flujo inestable (retraso intolerable)
F	>80	Flujo forzado (atascado)

Fuente: Manual de capacidad de carreteras (HCM 2010) [26]

Luego, se emplea el software de simulación vehicular AIMSUN, una herramienta informática especializada en el diseño y evaluación de modelos de intersecciones controladas por semáforos para la simulación del tráfico rodado. Para llevar a cabo la simulación de manera precisa, se requiere la incorporación de datos cruciales, tales como velocidades, flujo vehicular y detalles geométricos para realizar las comparaciones necesarias. Finalmente, en base a los resultados obtenidos, se propone un nuevo modelo que aborda y mejora los problemas identificados durante la simulación, con el objetivo de alcanzar un nivel de servicio más óptimo en la intersección controlada por semáforos. En la figura 2 se describe el procedimiento de la metodología propuesta para evaluar el nivel de servicio.

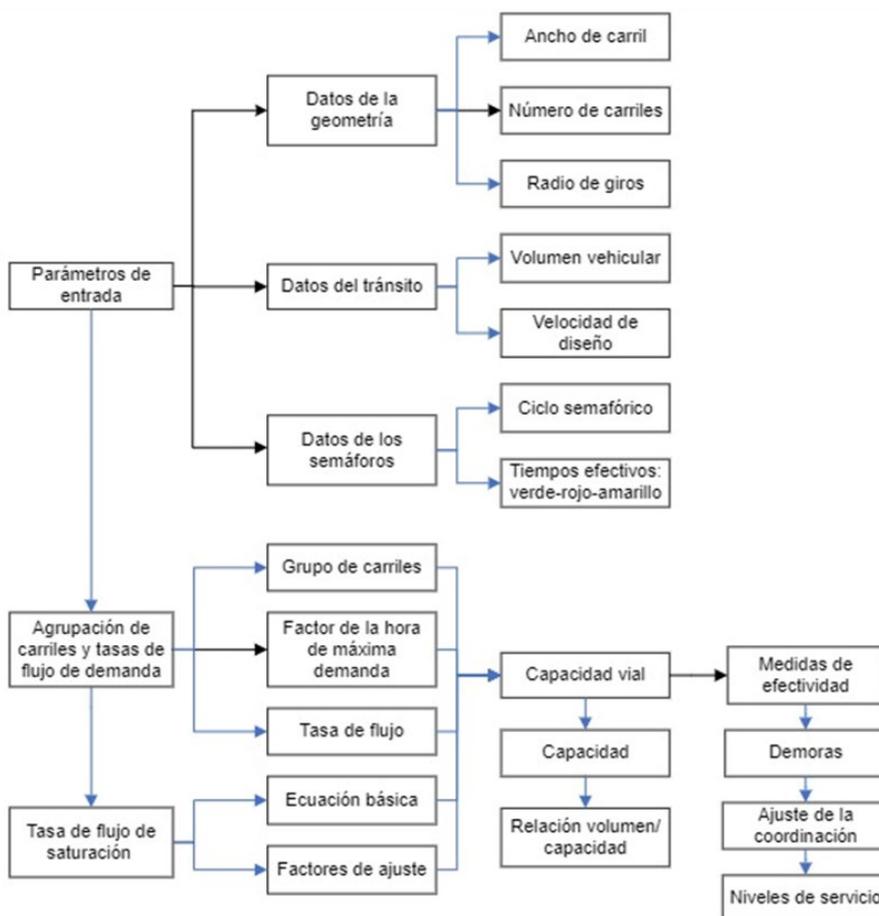


Figura 2: Metodología de evaluación para la intersección semaforizada

3. RESULTADOS

3.1. Diseño Geométrico

Los indicadores del diseño geométrico de la intersección se determinaron mediante mediciones con uso del software ArcGIS. La avenida Ferroviaria cuenta con cuatro carriles, dos carriles para cada sentido y su ancho de carril es de 3.20 metros, mientras que la vía Panamericana tiene solamente dos carriles, un carril para cada sentido y el ancho de carril es de 4 metros. De acuerdo a la norma INEN, establece que el ancho de carril adecuado para velocidades máximas entre 50-90 km/h, debe estar en el rango de 3 a 3.50 metros. Las calles de la intersección son de gran importancia para el comercio e industria en la provincia, por lo que circulan una elevada cantidad de vehículos de gran tamaño, lo que autoriza que el ancho de carriles pueda ser superior a lo dispuesto. En el caso de la avenida ferroviaria si cumple con lo establecido en la normativa. Sin embargo, para la vía E25 se requiere contar con más números de carriles debido al flujo vehicular, pero por las condiciones y características de la zona de estudio no es posible, por lo que la solución factible sería aumentar el ancho de los carriles.

Para los cuatro accesos de la intersección se midieron los radios de giros, los cuales dieron como resultado un radio de giro de entre 6.20 m a 11.00 m determinado mediante mediciones en el Software de AutoCAD como se presenta en la figura 3. De acuerdo a las velocidades específicas de giro, si cumple con los radios mínimos y máximos que especifica la reforma de reglamento a la ley de caminos de la República del Ecuador, la cual estipula que el máximo radio de giro exterior debe de ser de 12.00 m y el mínimo radio de giro inferior será de 5.30 m.



Figura 3: Geometría de la intersección

3.2. Tráfico Vehicular

El resultado del volumen vehicular, consistió en la obtención del máximo volumen para cada acceso y cada maniobra de giro. En la tabla 2, se describen los datos obtenidos que sirven para la determinación del flujo de tráfico y la capacidad vial de la intersección.

Tabla 2: Volumen vehicular

DESCRIPCIÓN	NORTE - SUR			SUR - NORTE			ESTE - OESTE			OESTE - ESTE		
	IZQ	FRENTE	DER	IZQ	FRENTE	DER	IZQ	FRENTE	DER	IZQ	FRENTE	DER
Volumen vehicular (veh/h)	80	351	173	178	284	86	177	137	138	179	263	79
Volumen Máx. período de 15 min (veh/h)	23	94	52	49	79	25	52	38	40	50	77	24
Flujo horario de máxima demanda	0,87	0,93	0,83	0,91	0,90	0,86	0,85	0,90	0,86	0,9	0,85	0,82

La velocidad de diseño de la intersección se consiguió mediante el gráfico de ojiva, el cual indica que el percentil 85% corresponde a 75 km/h. Los vehículos circulan a una velocidad menor debido al gran flujo vehicular que transita, lo que permite establecer que si se cumple con una adecuada velocidad de diseño.

3.3. Puntos De Control

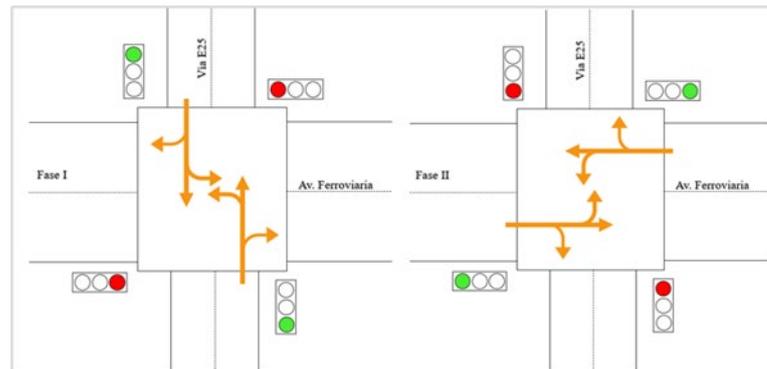


Figura 4: Fases del semáforo

En la figura 4 se presentan las fases de semaforización de la intersección, los intervalos de tiempo para cada fase del semáforo tanto en la dirección Norte-Sur como en la Sur-Norte, fueron de 30 segundos para la fase verde, 3.5 segundos para la fase amarilla y 56.5 segundos para la fase roja. Por el contrario, para las direcciones opuestas de Este-Oeste y Oeste-Este, los tiempos fueron de 50 segundos para la fase verde, 3.5 segundos para la fase amarilla y 36.5 segundos para la fase roja. Dado que dos direcciones comparten las mismas fases, se dividió en dos fases la duración total del ciclo del semáforo, como se detalla en la Tabla 3.

Tabla 3: Ciclo semaforico en intersección

Fase	Ciclo óptimo (CO) seg	Tiempo de verde (gi) seg	Tiempo de amarillo (Ai) seg	Tiempo de "todo rojo" (Tri) seg
I	90	30	3,5	2
II	90	50	3,5	2

Para la evaluación de la intersección entre la Av. Ferroviaria y la Vía Panamericana, se consideran las variables del diseño geométrico, tráfico vehicular y semaforización. Mediante el procedimiento del manual HCM 2010 se determina la tasa de flujo vehicular, la relación demanda capacidad y las demoras medias para cada giro, clasificando el nivel de servicio existente en la intersección, los datos obtenidos se prestan en la tabla 4.

Tabla 4: Resultados del nivel de servicio

	Norte-Sur			Sur-Norte			Este-Oeste			Oeste-Este		
	Izq	Frente	Der	Izq	Frente	Der	Izq	Frente	Der	Izq	Frente	Der
Tasa de flujo (veh/h)	92	377	208	196	316	100	208	152	160	199	309	96
Tasa de flujo en sentidos (veh/h)	678			611			521			605		
Capacidad de grupo de carriles (veh/h)	436	436	436	436	436	436	845	1427	845	845	1427	845
Capacidad de grupo de carriles (veh/h)	1308			1308			3117			3117		
Relación demanda/capacidad	0,21	0,87	0,48	0,45	0,72	0,23	0,25	0,11	0,19	0,24	0,22	0,11
Demora media (seg)	23	39	25	25	30	23	10	10	10	10	10	10
Demora agregada (seg)	33			27			10			10		
Nivel de servicio por acceso	C			C			A			A		
Nivel de servicio de intersección	C											

Se determinó que el nivel de servicio de la intersección es C, lo que significa que el flujo aún es estable, aunque ya comienzan a manifestarse pequeñas restricciones o especificaciones geométricas que reducen la velocidad, de acuerdo a la tasa de flujo vehicular y el tiempo de demora. Y cuenta con una capacidad vial aceptable. Los resultados son verificados debido a que se obtienen resultados similares con la simulación en el software AIMSUN según se observa en la figura 5.

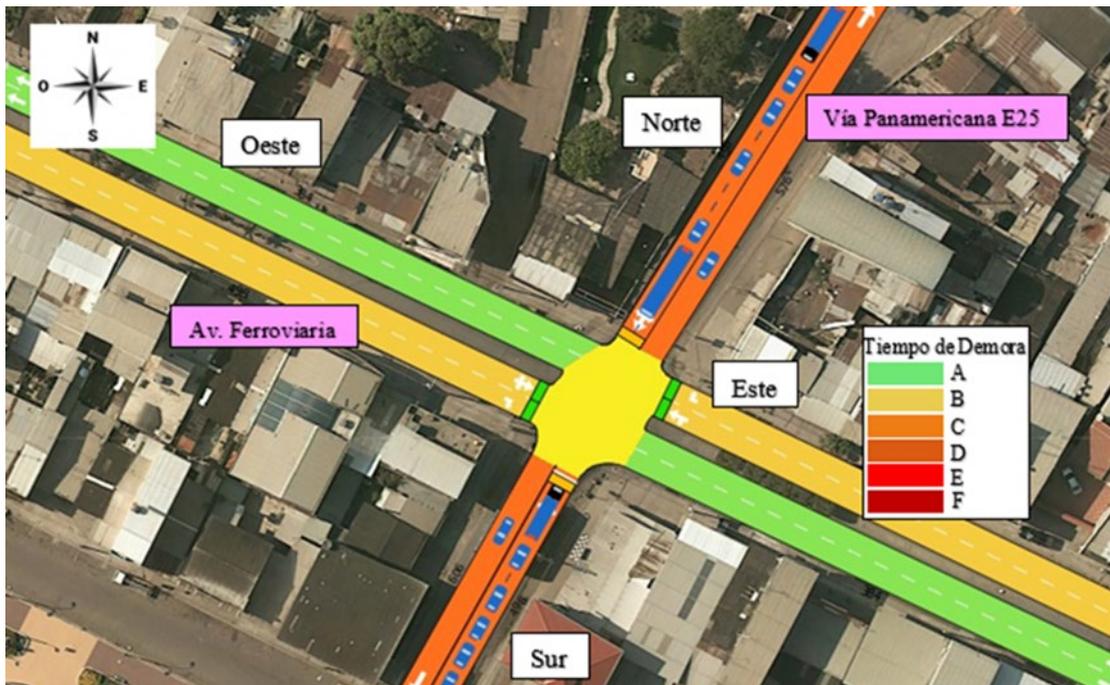


Figura 5: Simulación nivel de servicio de la intersección

Un nivel de servicio C no requiere plantear soluciones que permitan optimizar el flujo del tráfico debido a que no existe grandes inconvenientes de congestionamiento en la intersección. Sin embargo, existen alternativas que permiten mejorarlo, ajustando los tiempos de ciclos en los semáforos.

Para la demostración de esta alternativa, se mejoró el nivel de servicio ajustando el ciclo de los semáforos, que consiste en modificar la duración del ciclo de 90 segundos a 80 segundos, incrementar los tiempos de verde y acortar los tiempos en rojo para cada fase semafórica tomando en consideración los tiempos mínimos de verde para el cruce de peatones. En la figura 6, se describen los tiempos de semaforización adaptados para el nuevo caso.

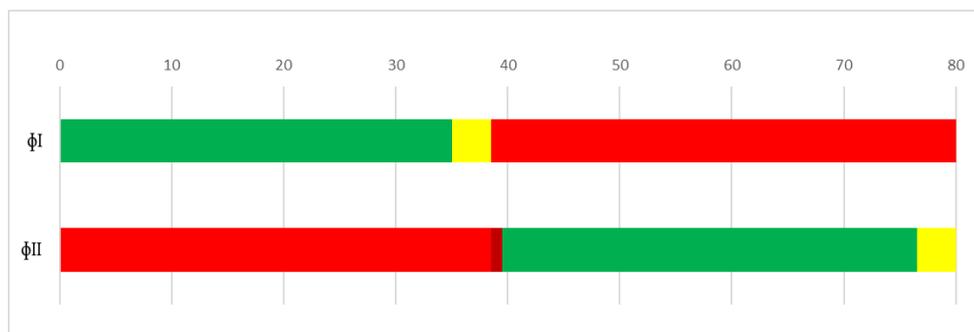


Figura 6: Tiempos del ciclo semafórico para la propuesta

A través de este ajuste se redujeron los tiempos de demora en la intersección, en la tabla 5 se describen los cálculos de las capacidad vial y nivel de servicio obtenido con la nueva alternativa.

Tabla 5: Resultados del nivel de servicio de la propuesta

	Norte-Sur			Sur-Norte			Este-Oeste			Oeste-Este		
	Izq	Frente	Der	Izq	Frente	Der	Izq	Frente	Der	Izq	Frente	Der
Tasa de flujo (veh/h)	92	377	208	196	316	100	208	152	160	199	309	96
Tasa de flujo en sentidos (veh/h)	678			611			521			605		
Capacidad de grupo de carriles (veh/h)	573	573	573	573	573	573	856	1445	856	856	1445	856
Capacidad de grupo de carriles (veh/h)	1719			1719			3157			3157		
Relación demanda/capacidad	0,16	0,66	0,36	0,34	0,55	0,17	0,24	0,11	0,19	0,23	0,21	0,111
Demora media (seg)	14	19	15	15	17	14	9	8	9	9	8	8
Demora agregada (seg)	17			16			9			9		
Nivel de servicio por acceso	B			B			A			A		
Nivel de servicio de intersección	B											

En la simulación se consiguieron resultados semejantes a los calculados. Como se observa en la figura 7, la intersección cuenta con un nivel de servicio "B" lo cual mejora la movilidad de flujo vehicular, ya que proporciona a una duración de paso más reducida, controlando la saturación de la capacidad vial para brindar un servicio eficiente a sus usuarios.

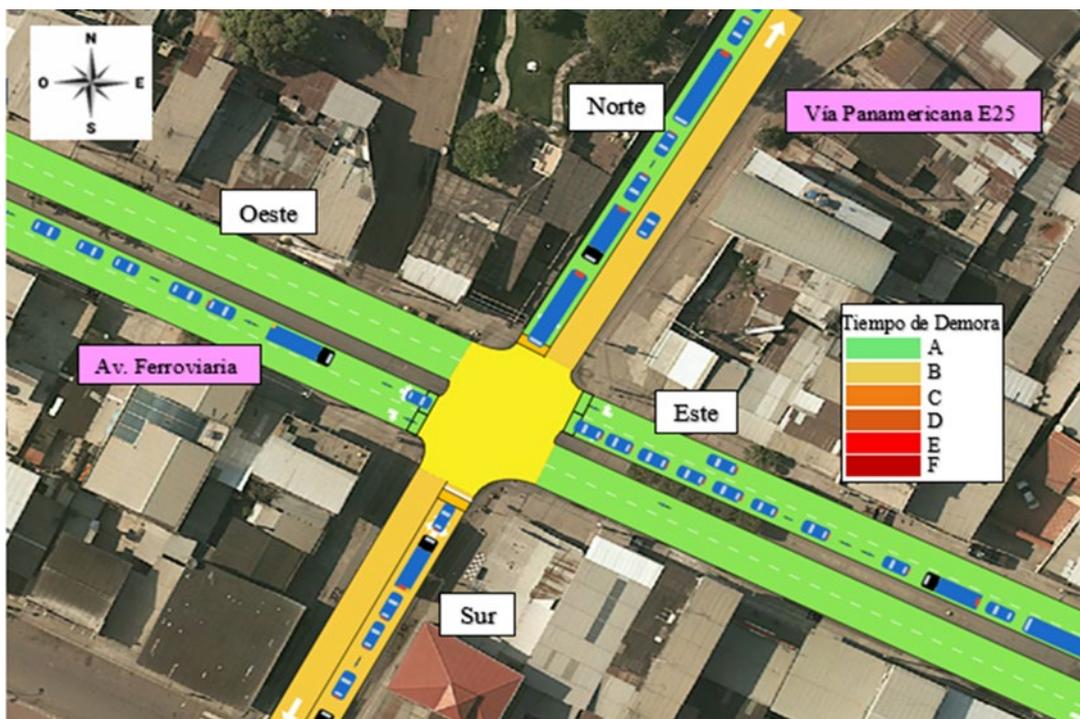


Figura 7: Simulación nivel de servicio de la intersección

4. CONCLUSIONES

En esta investigación se estableció una base para el estudio de los elementos de eficiencia de la circulación en las intersecciones semaforizadas, lo que permitió llevar a cabo un análisis de la capacidad vial de la intersección entre la Av. Ferroviaria y la Vía Panamericana. En comparación con los carriles de sentido recto, los carriles destinados a los giros a la izquierda y a la derecha presentaron una relación demanda/capacidad mayores en tres de los cuatro accesos, no siendo así en el Este-Oeste. Sin embargo, las relaciones demanda/capacidad en la intersección son bastante bajas en relación al intervalo de evaluación entre 0 y 1., manteniéndose dentro de un rango aceptable de capacidad vial. El nivel de servicio que ofrece la intersección es aceptable. Dado este resultado, no es necesario que se proponga un nuevo modelo de diseño en la intersección debido a que no existe congestión, ya que los retrasos son aceptables. A pesar de que la intersección analizada no demanda cambios, se describió una alternativa que permite mejorar su nivel de servicio con la reducción del ciclo semafórico; lográndose alcanzar una demora promedio de 13 segundos, lo que resultó en un nivel de servicio "B", lo que mejora significativamente el flujo de vehículos. Además, se concluye que esta es la mejor opción como propuesta porque no requiere una modificación de la infraestructura, por tanto, no requiere inversión económica, además de que por las características geométricas del lugar su construcción es imposible. Por último, los resultados obtenidos empleando el software AISUM son semejantes a los conseguidos utilizando los procedimientos de HCM 2010.

1. C. Sivasanthosh and K. Porulselvi, "Design of Traffic Intersection," *International Journal For Science Technology And Engineering*, vol. 11, no. 4, pp. 2610–2619, Apr. 2023, doi: 10.22214/ijraset.2023.50667.
2. K. Castañeda, O. Sánchez, R. F. Herrera, E. Pellicer, and H. Porras, "BIM-based traffic analysis and simulation at road intersection design," *Automation in Construction*, vol. 131, pp. 1-14, Nov. 2021, doi: 10.1016/J.AUTCON.2021.103911.
3. S. S. Pulugurtha and S. Mathew, "Modeling AADT on local functionally classified roads using land use, road density, and nearest nonlocal road data," *Journal of Transport Geography*, vol. 93, pp. 1-15, May 2021, doi: 10.1016/j.jtrangeo.2021.103071
4. J. S. Wijnands, H. Zhao, K. A. Nice, J. Thompson, K. Scully, J. Gou, et al., "Identifying safe intersection design through unsupervised feature extraction from satellite imagery," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 36, no. 3, pp. 346–361, Mar. 2021, doi: 10.1111/MICE.12623.
5. K. Abata, F. Artega, and D. Delgado, "ANÁLISIS DEL CONGESTIONAMIENTO VEHICULAR EN DIFERENTES INTERSECCIONES EN LA CIUDAD DE PORTOVIEJO, ECUADOR," *Revista de Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721*, vol. 7, no. 1, Jun. 2022, doi: 10.33936/RIEMAT.V7I1.4836.
6. H. NamGung, C. Kim, K. Choe, C. Ri, Y. Kim, and M. P. Ri, "Research Progress of Road Intersection Design Analysis," *Int J Sci Res Sci Eng Technol*, pp. 245–256, Dec. 2020, doi: 10.32628/ijrsrset207643.
7. P. Gaikawad, S. D. Ghodmare, and P. Sandel, "A STUDY-GEOMETRIC DESIGN OF HIGHWAY WITH THE HELP OF AUTOCAD CIVIL 3D," *Journal of emerging technologies and innovative research*, vol. 7, no. 8, pp. 518–526, 2020, Accessed: Oct. 12, 2023. [Online]. Available: www.jetir.org
8. C. Yuan, T. Wang, and X. Yuan, "Analysis of vehicle delays at intersections of urban arterial roads," *Sixth International Conference on Traffic Engineering and Transportation System*, vol. 12591, pp. 202–205, Feb. 2023, doi: 10.1117/12.2669328.
9. A. L. Ballardini et al., "Urban Intersection Classification: A Comparative Analysis," *Sensors (Multidisciplinary Digital Publishing Institute)*, vol. 21, no. 18, pp. 62-69, Sep. 2021, doi: 10.3390/S21186269.
10. S. A. Seliverstov, Y. A. Seliverstov, N. V. Shatalova, O. A. Korolev, O. V. Borodina, and A. A. Kiselev, "Model Development and Assessment of a Complex Intersection of a Road Network using Modern Software Systems," *Proceedings of 2020 23rd International Conference on Soft Computing and Measurements, SCM 2020*, pp. 92–96, May 2020, doi: 10.1109/SCM50615.2020.9198813.
11. S. Beyersdorfer and S. Wagner, "Novel Model Based Path Planning for Multi-Axle Steered Heavy Load Vehicles," *16th International IEEE Annual Conference on Intelligent Transportation Systems (ITSC 2013)*, 2013, doi: 10.0/Linux-x86_64.
12. F. Eltaher, L. Miralles-Pechuán, J. Courtney, and S. McKeever, "Detecting Road Intersections from Satellite Images using Convolutional Neural Networks," *Proceedings of the ACM Symposium on Applied Computing*, pp. 495–498, Mar. 2023, doi: 10.1145/3555776.3578728.
13. Q. Deng, W. Zhang, and X. Li, "Dynamic Evaluation Model of Traffic Congestion State at Urban Intersections," *International Conference on Transportation and Development 2022*, vol. 2, pp. 115–123, 2022, doi: 10.1061/9780784484326.012.
14. P. Narayan and Dr. A. Rastogi, "Hybrid Annuity Model in Road Infrastructure Projects," *International Journal For Science Technology And Engineering*, vol. 10, no. 12, pp. 2207–2216, Dec. 2022, doi: 10.22214/IJRASET.2022.48444.
15. X. Chang, H. Li, J. Rong, X. Chen, and Y. Wang, "Determining the appropriate lane width at urban signalised intersections - A case study in Beijing," *IET Intelligent Transport Systems*, vol. 13, no. 12, pp. 1785–1791, Dec. 2019, doi: 10.1049/IET-ITS.2018.5401.

16. F. Wei, Y. Guo, P. Liu, Z. Cai, Q. Li, and L. Chen, "Modeling Car-Following Behaviour of Turning Movements at Intersections with Consideration of Turning Radius," *Journal of Advanced Transportation*, vol. 2020, pp. 1–9, 2020, doi: <https://doi.org/10.1155/2020/8884797>.
17. . Hasibul Islam, L. Teik Hua, H. Hamid, and A. Azarkerdar, "Relationship of Accident Rates and Road Geometric Design," *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, vol. 357, no. 1, pp. 1–10, Nov. 2019, doi: 10.1088/1755-1315/357/1/012040.
18. D. Chen, X. Yan, X. Liu, L. Wang, F. Li, and S. Li, "Multi-Task Fusion Deep Learning Model for Short-Term Intersection Operation Performance Forecasting," *Remote Sensing (Multidisciplinary Digital Publishing Institute)*, vol. 13, no. 10, pp. 1-26, May. 2021, doi: 10.3390/RS13101919.
19. J. Vera, J. Loor, E. Ortiz-Hernández, and D. Delgado, "Análisis del nivel de servicio en la intersección de las avenidas Manabí y América, Portoviejo, Ecuador," *Riemat*, vol. 6, n. 2, 2021, doi: <https://doi.org/10.33936/riemat.v6i2.4287>.
20. A. R. Aziz, M. Vala, and M. Kanani, "Review on Analysis and Design of Intersection," *International Journal of Advance Research and Innovative Ideas in Education (IJARIIE)*, vol. 4, no. 1, pp. 506–512, 2018, Accessed: Oct. 12, 2023. [Online]. Available: https://ijariie.com/AdminUploadPdf/Review_on_Analysis_and_Design_of_Intersection_ijariie7351.pdf
21. A. Coates, P. Yi, S. Koganti, and Y. Du, "Maximizing intersection capacity through unconventional geometric design of two-phase intersections," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, vol. 2309, n. 1, pp. 30–38, Dec. 2012, doi: 10.3141/2309-04.
22. J. Zhao, K. K. Kigen, and X. Xia, "An alternative design for traffic intersections with work zones by using pre-signals," *Journal of Intelligent Transportation Systems: Technology, Planning, and Operations*, vol. 26, no. 2, pp. 168–182, 2020, doi: 10.1080/15472450.2020.1797505.
23. J. Autey, T. Sayed, and M. El Esawey, "Operational performance comparison of four unconventional intersection designs using micro-simulation," *Journal of Advanced Transportation*, vol. 47, no. 5, pp. 536–552, Aug. 2013, doi: 10.1002/ATR.181.
24. D. A. Delgado Gutierrez, L. L. López Hernández, W. J. Pita Suarez, and E. H. Ortiz Hernández, "Análisis del tránsito vehicular, alternativas y soluciones a congestionamientos en la Avenida América, entre avenida Manabí y calle Ramón Fernández-Portoviejo-Manabí," *Revista de Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721*, vol. 5, no. 2, p. 1-14, Dec. 2020, doi: 10.33936/RIEMAT.V5I2.2541.
25. M. Papageorgiou, K. S. Mountakis, I. Karafyllis, I. Papamichail, and Y. Wang, "Lane-Free Artificial-Fluid Concept for Vehicular Traffic," *Proceedings of the IEEE*, vol. 109, no. 2, pp. 114–121, Feb. 2021, doi: 10.1109/JPROC.2020.3042681.
26. HCM (2010), "Highway capacity manual", National Research Council (U.S.): Transportation Research Board, 2010.

Evaluación Para El Mejoramiento Del Alcantarillado Sanitario De La Comuna Galayacu Del Cantón Pasaje

Evaluation For The Improvement Of The Sanitary Sewerage Of The Galayacu Commune Of The Canton Pasaje

Autores

Paúl André Añazco Campoverde¹, Eliana Paulette Piedra Capelo², Gilbert Adrián Añazco Campoverde³, Juan Carlos Berrú Cabrera⁴

¹Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, panazco@utmachala.edu.ec

²Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, epiedra1@utmachala.edu.ec

³Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, ganazco@utmachala.edu.ec

⁴Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, jberru@utmachala.edu.ec

RESUMEN

El presente trabajo surge del problema de la falta de cobertura del servicio básico de alcantarillado sanitario en Galayacu, para ello se planteó realizar una evaluación del sistema mediante procesos de observación, recopilación de información y cálculos de la red de alcantarillado sanitario actual que permitieron verificar, a través de criterios de diseño establecidos en la Norma CPE INEN 5. Parte 9.2: 1997, si cumplen o no con esta normativa. Como resultado de esta evaluación, se determinó que la red de alcantarillado sanitario cumple con los criterios de diseño, sin embargo, es necesario realizar una ampliación ya que actualmente la cobertura es del 37% aproximadamente, cambios en las tuberías de asbesto cemento a PVC y una repotenciación de la planta de tratamiento de aguas residuales que incluye cambio de las rejas, instalación de material filtrante (piedra bola) en las cámaras de sedimentación, cerramiento de alambre de púas y sembrado de árboles con una altura de hasta 5m lo cual, ayudará a eliminar malos olores.

Palabras claves: Alcantarillado sanitario, evaluación, planta de tratamiento de aguas residuales, tuberías, criterios de diseño.

ABSTRACT

The present work arises from the problem of the lack of coverage of the basic sanitary sewer service in Galayacu, for this purpose it was proposed to carry out an evaluation of the system through observation processes, information collection and calculations of the current sanitary sewer network that allowed verifying, through design criteria established in the CPE INEN Standard 5. Part 9.2: 1997, whether or not it complies with this regulation. As a result of this evaluation, it was determined that the sanitary sewer network meets the design criteria, however, it is necessary to carry out an expansion since currently the coverage is approximately 37%, changes in the pipes from asbestos cement to PVC and a repowering of the wastewater treatment plant that includes changing the bars, installing filter material (ball stone) in the sedimentation chambers, enclosing barbed wire and planting trees with a height of up 5m, which will help eliminate bad odors.

Keywords: Sanitary sewer, evaluation, wastewater treatment plant, pipes, design criteria.

Nota Editorial: Recibido: Diciembre 2023 Aceptado: Febrero 2024

1. INTRODUCCIÓN

En Ecuador en las ciudades más pobladas como Quito, Guayaquil y Cuenca, se producen grandes cantidades de residuos contaminantes que son vertidas en los ríos y esteros sin ningún tratamiento. No cuentan con sistemas separados de alcantarillado pluvial y sanitario, lo que dificulta e incrementa los costos de construcción de plantas de tratamiento de agua servidas [1].

El alcantarillado sanitario es un elemento fundamental de la infraestructura tanto urbana como rural que sirve como un sistema de drenaje y saneamiento que garantiza la eliminación segura de aguas residuales, evitando la propagación de enfermedades y protegiendo el medio ambiente, lo que contribuye a mantener la salubridad y calidad de vida de la población. Ayuda a mantener nuestras calles limpias y libres de inundaciones, al tiempo que preserva la calidad del agua en ríos y lagos. Sin el alcantarillado adecuado, nuestras comunidades se enfrentarían a graves problemas de salud pública y contaminación ambiental, afectando la calidad de vida de todos. Sin embargo, a medida que las ciudades crecen y se desarrollan, los sistemas de alcantarillado enfrentan nuevos desafíos relacionados con el aumento de la población, el cambio climático y el envejecimiento de la infraestructura existente.

En este contexto, la evaluación de los sistemas de alcantarillado se convierte en una tarea esencial para garantizar su correcto funcionamiento y mantenimiento a largo plazo. La evaluación puede incluir aspectos como el análisis del funcionamiento y estado en el que se encuentran las tuberías, la detección de fugas y obstrucciones, la identificación de puntos críticos de la red y la evaluación de la calidad del agua residual.

La Comuna Galayacu se encuentra en una parroquia rural del cantón Pasaje donde la población ha aumentado en el transcurso de los años, por lo tanto, es importante conocer en qué estado se encuentra el alcantarillado sanitario para poder ampliarlo y mejorar este servicio.

El objetivo de esta investigación es realizar una evaluación del sistema de alcantarillado sanitario de la Comuna Galayacu de la Parroquia El Progreso del Cantón Pasaje con el fin de identificar en qué condiciones se encuentra la red y a qué área abastece, de tal manera que se pueda proponer mejoras y soluciones a los problemas identificados. Para ello, se llevará a cabo un estudio detallado de la red existente, se realizarán mediciones y análisis hidráulicos que permitirán un nuevo y amplio trazado de la red, además, se analizará las condiciones actuales de la planta de tratamiento de aguas residuales para proponer una alternativa de repotenciación.

Los resultados obtenidos permitirán mejorar la gestión y el mantenimiento del sistema de alcantarillado de la comunidad, lo que contribuirá a mejorar la calidad de vida de la población y a garantizar la eficiencia del sistema en el largo plazo.

1.1. Alcance y Objetivos

La falta de cobertura de alcantarillado sanitario en una comunidad genera que sus habitantes descarguen sus aguas servidas en pozos sépticos o directamente en quebradas o ríos. En la actualidad, la Comuna Galayacu de la Parroquia Rural El Progreso del Cantón Pasaje, no recibe adecuadamente el servicio de alcantarillado sanitario ya que fue construido hace aproximadamente 25 años y no está cubierto en su totalidad por lo cual, varias familias no reciben este servicio. El propósito fundamental de este proyecto de investigación es evaluar el servicio de alcantarillado sanitario de la Comuna Galayacu de la Parroquia Rural El Progreso mediante el análisis de las condiciones actuales y toma de datos para el mejoramiento del servicio y de la calidad de vida de los habitantes, mismo que se conseguirá al identificar las condiciones actuales del servicio público de alcantarillado sanitario mediante la recopilación de información para el estudio técnico del área, evaluar el estudio técnico del área mediante la normativa vigente para la determinación la funcionalidad de la red de alcantarillado y proponer la alternativa de mejoramiento de la red de alcantarillado sanitario mediante su ampliación para el aumento de la cobertura de acuerdo al crecimiento poblacional.

2. METODOLOGÍA

2.1. Ubicación De La Zona De Estudio

Los estudios de campo se realizaron en la Comuna Galayacu, tal como se observa en la Figura 1, perteneciente a la Parroquia Rural El Progreso, Cantón Pasaje, provincia de El Oro, la cual fue fundada en el año 1930, limita al norte con el Sitio Muyuyacu, al sur con el sitio Ducos, al este con el Sitio La Unión y al oeste con el Río Jubones.

Se encuentra ubicada a 14 km de la Parroquia Rural El Progreso y a 20 km del Cantón Pasaje en la vía a Pasaje - Cuenca, el tiempo para llegar a esta comunidad es de 40 minutos aproximadamente. Tiene una extensión de 2.2 km, la temperatura es de 24°C, humedad 75%, altitud entre 186 y 194 msnm y una precipitación media anual de 943 mm. En la ilustración 9, podemos observar una ortofoto de la Comuna Galayacu.



2.2. Porcentaje De Cobertura De Servicios Básicos

A través de un censo realizado en Galayacu, se pudo obtener un porcentaje de cobertura de los servicios básicos de agua potable y alcantarillado que reciben los 153 hogares que existen en esta comunidad.

Agua Potable

Se considera agua potable al proceso de higiene y saneamiento de la misma mediante procesos químicos que permitan la potabilidad y consumo sin restricciones [2].

Como se puede observar en la Tabla 1, este servicio básico cubre a 143 hogares con su respectivo medidor, mientras que 3 hogares utilizan agua de un pozo y 7 hogares obtienen agua del río Galayacu.

Tabla 1: Procedencia del agua recibida en la Comuna Galayacu

PROCEDENCIA DEL AGUA RECIBIDA	HOGARES
De red pública	143
De pozo	3
De río, vertiente, acequia o canal	7
TOTAL	153

Fuente: Autores

Alcantarillado Sanitario

Los sistemas de alcantarillados están constituidos principalmente por conjuntos de ductos y estructuras que tiene el principal objetivo de recibir, evacuar, conducir y disponer las aguas procedentes de domicilios, siendo las aguas negras las que mayor porcentaje ocupan [3].

Como se aprecia en la Tabla 2, de un total de 153 hogares, 58 están conectados a la red pública de alcantarillado mientras que 95 hogares desfogan sus aguas servidas a pozos sépticos y directamente a la quebrada.

Tabla 2: Tipo de servicio higiénico en la Comuna Galayacu

TIPO DE SERVICIO HIGIÉNICO	HOGARES
Conectado a red pública de alcantarillado	58
Conectado a pozo séptico	91
Con descarga directa a la quebrada	4
TOTAL	153

Fuente: Autores

2.3. Evaluación De La Red De Alcantarillado Sanitario Actual

Para esta evaluación es necesario realizar el cálculo de la red de alcantarillado sanitario actual, para el cual, se utilizó una hoja de excel donde se calcula cada uno los parámetros que se observan en la tabla 3.

Tabla 3: Cálculo de la red de alcantarillado sanitario

Tramo			Área de aportación - ha		Longitud - m	Qdis l/s	S min.	S tubería >=Smin`	S terreno	Diámetro interno - mm		Q _{LI} l/s	V _{LI} m/s	Qdis/Qllena
No	De	A	Parcial	Σ						Calculado	Actual			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Fuente: Autores

Continuación de la **Tabla 3**

Vparc./V-llena	°y/D	V m/s	y m	H m	Cota rasante (m)		Tramos iniciales	Cota clave (m)		Cota invert (Batea) (m)		Prof. A clave (m)	
					DE	A		DE	A	DE	A	DE	A
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29

Fuente: Autores

En base a los datos obtenidos en el cálculo de la red de alcantarillado sanitario, se procede a realizar la evaluación de este sistema mediante la normativa CPE INEN 5 PARTE 9.2:1997, la cual indica que:

- La máxima distancia entre pozos con diámetros menores a 350 mm es de 100 m.
- Diámetro mínimo en colectores principales 200 mm.
- Relación de caudal diseño/caudal tubo lleno, en tuberías de 200 mm a 400 mm de diámetro hasta 0.6.
- En el colector principal a sección llena, la velocidad mínima es de 0.45 m/s y la máxima es de 5 m/s.
- Profundidad mínima de caja de revisión domiciliaria 0.5 m.
- El diámetro mínimo de un pozo de revisión debe ser 0.6 m [4].

2.4. Cálculo Del Caudal De Diseño

Los datos necesarios para el cálculo del caudal de diseño para la propuesta de ampliación de la red de alcantarillado son los siguientes:

- **Población futura:** cantidad estimada de habitantes en determinada área en un futuro, se determina a través de los métodos lineal, geométrico, logarítmico y Wappus. Es importante considerar que, desde una perspectiva biológica, una población no sigue un patrón de comportamiento constante en el tiempo, ya que su tasa de crecimiento no se basa únicamente en las tasas de natalidad y mortalidad, sino que también puede estar restringida por factores como condiciones ambientales adversas, competencia, disponibilidad limitada de recursos o una combinación de estas situaciones [5].

- **Cálculo del caudal de diseño:** caudal de aguas servidas: cantidad de agua residual generada por los hogares y edificios residenciales en un área determinada.

- **Caudal de aguas ilícitas:** el aporte de caudal por medio de conexiones ilícitas principalmente surge de las conexiones incorrectas de las aguas pluviales provenientes de hogares, así como de conexiones secretas hacia el sistema de alcantarillado sanitario. *El aporte máximo de las conexiones ilícitas a un sistema de alcantarillado de aguas residuales en funcionamiento o planificado debe ser de no más de 0,2 litros por segundo por hectárea, en el supuesto de que exista un sistema de alcantarillado para aguas pluviales [6].*

- **Coefficiente de mayoración:** para poblaciones menores a 1000 habitantes es de 4.

- **Caudal de diseño mayorado:** se refiere al caudal máximo que se espera que un sistema de drenaje o alcantarillado deba ser capaz de manejar en condiciones excepcionales.

2.5. Análisis De Una Muestra De Agua Tomada De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales

Parámetros a evaluar

- Demanda Bioquímica de oxígeno (DBO).
- Demanda Química de oxígeno (DQO).
- Nitrógeno Amoniacal
- Nitrógeno Kjeldahl Total (NKT)
- Potencia Hidrógeno (pH)
- Sólidos Totales
- Coliformes Totales
- Coliformes Termotolerantes

3. RESULTADOS

3.1. Trazado De La Red Actual

A través de datos topográficos y con un GPS diferencial, se ha obtenido el trazado actual de la red de alcantarillado sanitario en Galayacu, en el cual se muestra una red principal con 15 tramos de tubería entre 200mm y 300mm, y 16 pozos de revisión. Actualmente, 58 de 153 familias tienen conexión a la red pública de alcantarillado. Ver figura 2.

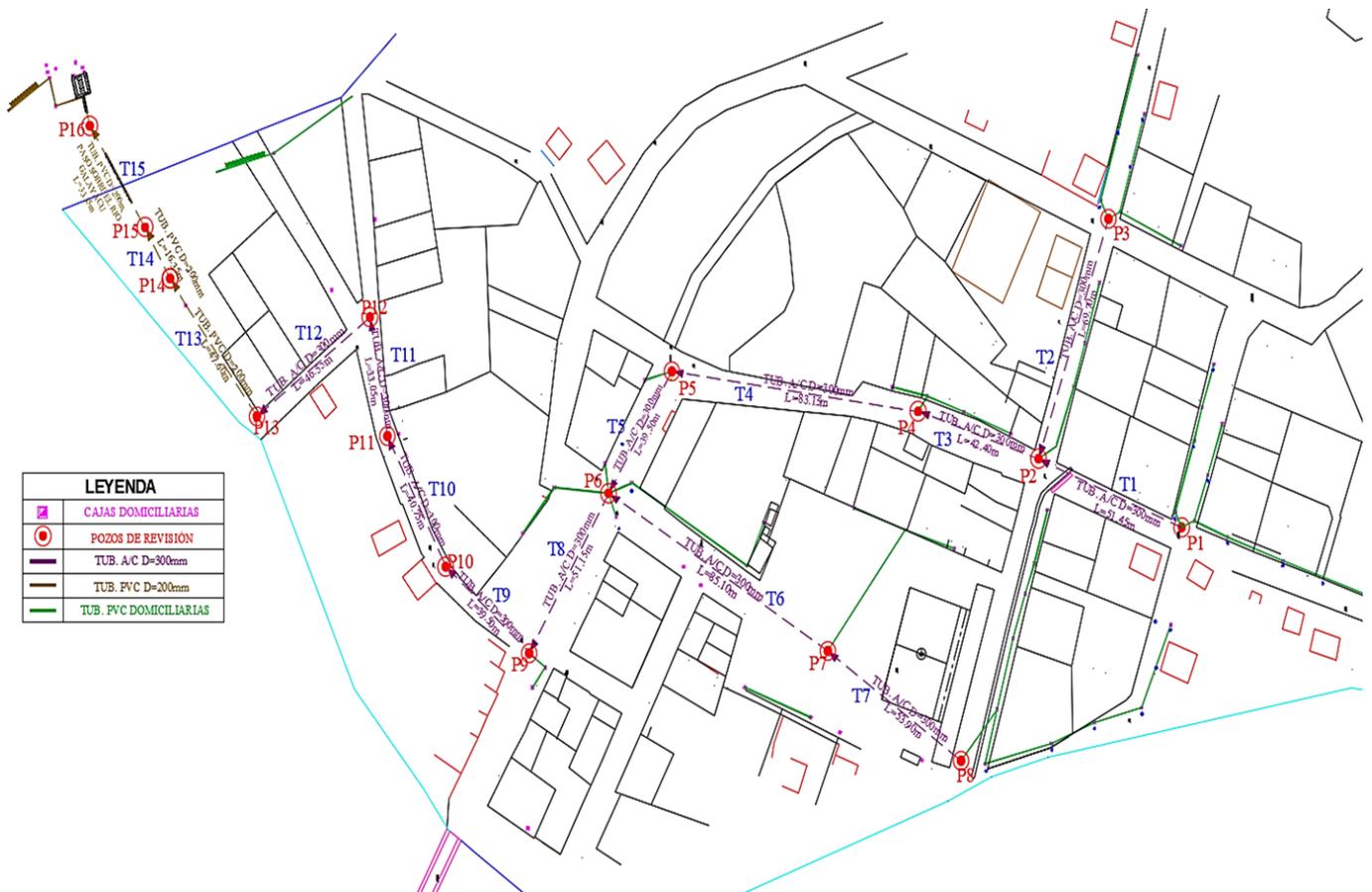


Figura 2: Trazado de la red de alcantarillado sanitario actual

Fuente: Autores

3.2. Evaluación De La Red De Alcantarillado Sanitario Actual En Base A La Normativa CPE INEN 5 Parte 9.2:1997

- La máxima distancia entre pozos con diámetros menores a 350 mm es de 100 m.

Tabla 4: Distancia entre pozos

Tramo No.	Pozos		Longitud - m
	De	A	
1	1	2	51,45
3	2	4	42,40
4	4	5	83,15
5	5	6	39,50
8	6	9	51,15
9	9	10	39,50
10	10	11	40,75
11	11	12	33,05
12	12	13	46,55
13	13	14	47,60
14	14	15	16,35
15	15	16	33,35
2	3	2	69,70
7	8	7	53,90
6	7	6	85,10

Fuente: Autores

Todas las distancias entre pozos están dentro del rango de la norma.

- Diámetro mínimo en colectores principales 200 mm.

Tabla 5: Diámetro mínimo en colectores principales

Tramo No.	Pozos		Diámetro - mm	
	De	A	Calculado	Actual
1	1	2	49,70	300,00
3	2	4	46,01	300,00
4	4	5	49,90	300,00
5	5	6	54,78	300,00
8	6	9	132,85	300,00
9	9	10	132,31	300,00
10	10	11	130,70	300,00
11	11	12	109,87	300,00
12	12	13	137,74	300,00
13	13	14	122,68	200,00
14	14	15	157,97	200,00
15	15	16	157,97	200,00
2	2	2	40,08	300,00
7	8	7	49,25	300,00
8	7	6	65,94	300,00

Fuente: Autores

Los pozos existentes son de 200 y 300 mm, por lo tanto, cumplen con este parámetro.

- Relación de caudal diseño/caudal tubo lleno, en tuberías de 200 mm a 400 mm de diámetro hasta 0.6.

Tabla 6: Relación caudal diseño/caudal tubo lleno

Caudal de diseño Q _{dis} l/s	Caudal tubo lleno		Relación caudal de diseño / caudal tubo lleno	
	Q _{ll} l/s	V _{ll} m/s	Q _{dis} /Q _{llena}	V _{parc} /V _{llena}
1,50	181,14	2,56	0,01	0,292
1,84	273,30	3,87	0,01	0,292
2,90	346,31	4,90	0,01	0,292
3,14	292,93	4,14	0,01	0,292
5,76	50,58	0,72	0,11	0,553
6,15	54,61	0,77	0,11	0,553
7,05	64,61	0,91	0,11	0,553
7,48	108,99	1,54	0,07	0,492
8,41	67,07	0,95	0,13	0,580
11,33	41,71	1,33	0,27	0,706
11,33	21,25	0,68	0,53	0,865
11,33	21,25	0,68	0,53	0,865
1,50	145,91	2,06	0,01	0,292
1,50	185,68	2,63	0,01	0,292
2,26	128,28	1,81	0,02	0,362

Fuente: Autores

Cumple con los valores establecidos en la norma, ya que se encuentra en el rango de 0.6.

- En el colector principal a sección llena, la velocidad mínima es de 0.45 m/s y la máxima es de 5 m/s.

Tabla 7: Velocidades en colectores principales a sección llena

V _{ll} m/s	y/D	V m/s	y m	H m
2,56	0,092	0,75	0,028	0,012
3,87	0,092	1,13	0,028	0,012
4,90	0,092	1,43	0,028	0,012
4,14	0,092	1,21	0,028	0,012
0,72	0,258	0,40	0,077	0,054
0,77	0,258	0,43	0,077	0,054
0,91	0,258	0,51	0,077	0,054
1,54	0,210	0,76	0,063	0,042
0,95	0,280	0,55	0,084	0,059
1,33	0,400	0,94	0,080	0,060
0,68	0,582	0,59	0,116	0,096
0,68	0,582	0,59	0,116	0,096
2,06	0,000	0,60	0,028	0,012
2,63	0,092	0,77	0,028	0,012
1,81	0,124	0,66	0,037	0,020

Fuente: Autores

Las velocidades en todos los tramos cumplen con este requisito.

- Profundidad mínima de caja de revisión domiciliaria 0.5 m.

Las cajas de revisión domiciliaria se encuentran en buen estado y en cumplimiento con la norma ya que tienen una profundidad mínima de 0.50 m.

- El diámetro mínimo de un pozo de revisión debe ser 0.6 m.

La mayoría de los pozos cumplen con la norma ya que tienen un diámetro de 0.8 m, además, se encuentran en buen estado. Algunos no pudieron ser observadas ya que fue muy difícil remover el material lastrado que lo cubre.

3.3. Propuesta De Ampliación De La Red De Alcantarillado Sanitario

Cálculo de la población futura

El cálculo de la población futura se realizó con el objetivo de obtener datos que permitan calcular el caudal de dotación de agua que requieren los habitantes. Se ha seleccionado el año 2023 para conocer el número de habitantes que existe actualmente en base a la cantidad que existía en los años 2001 y 2010. Además, se realiza el cálculo para el año 2048, año que da como resultado de la suma del año actual más 25 años que es el periodo de diseño.

Para determinar este valor, se realizó a través de cuatro métodos de cálculo de crecimiento poblacional. Ver figura 3.

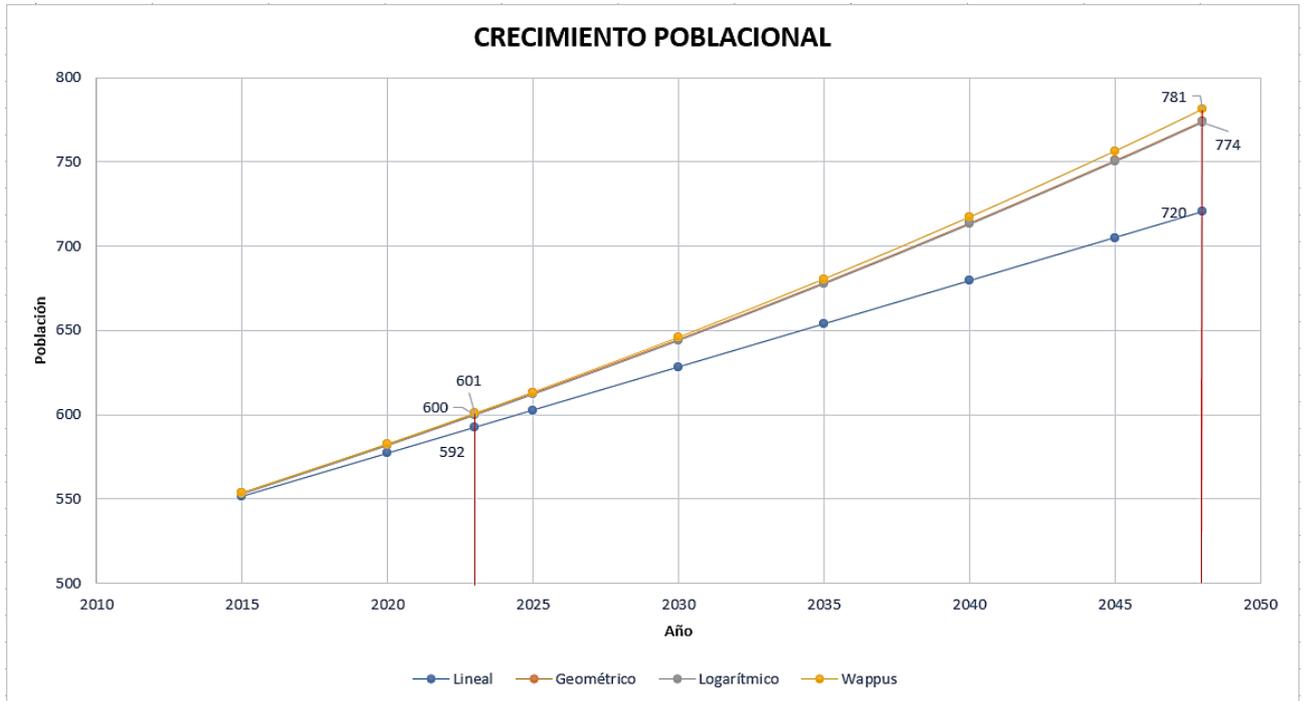


Figura 3: Crecimiento poblacional
Fuente: Autores

Se realizó un promedio que indica que para el año actual existe una población de 598 habitantes y para el año 2048, el número de habitantes ascenderá a 762. Ver figura 4.

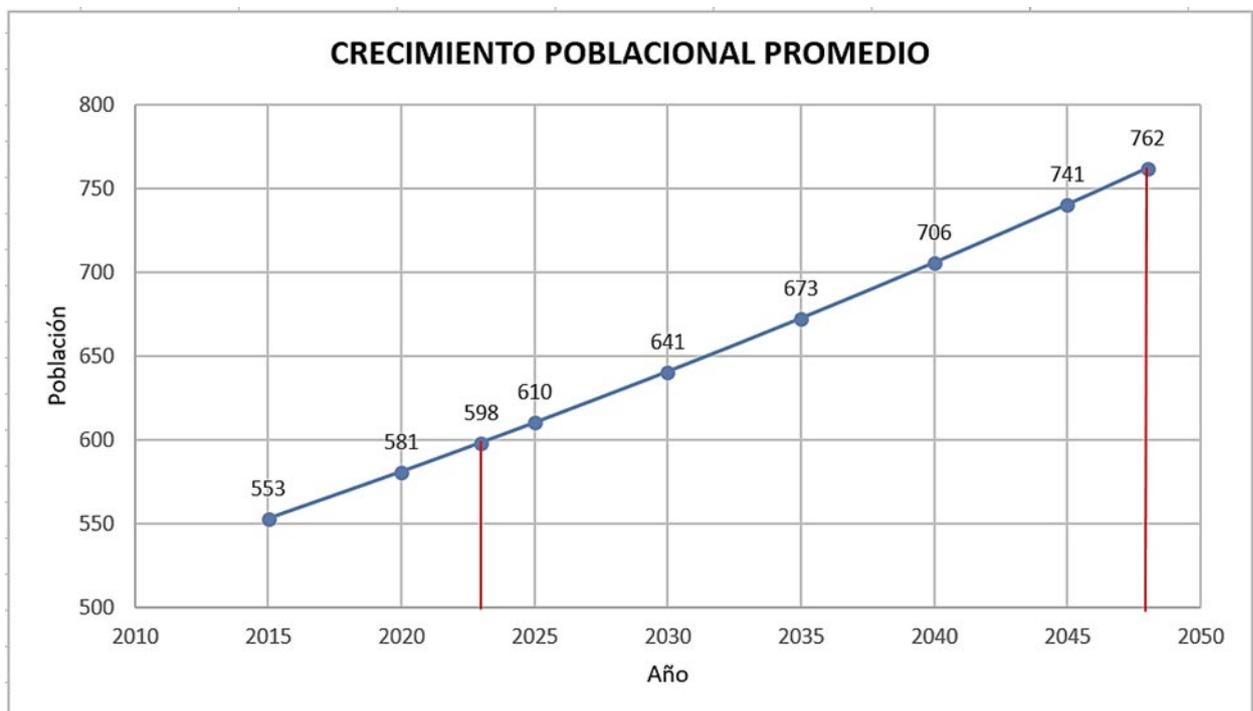


Figura 4: Crecimiento poblacional promedio
Fuente: Autores

Cálculo del caudal de diseño

Una vez obtenido el caudal de aguas servidas diarias y el de conexiones ilícitas, la suma da como resultado a un caudal de diseño mayorado de 4.95 l/s. Ver tabla 8.

Tabla 8: Caudal de diseño para propuesta de ampliación

CAUDAL DE DISEÑO		
PROYECTO:	EVALUACIÓN PARA EL MEJORAMIENTO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA COMUNA GALAYACU DE LA PARROQUIA EL PROGRESO DEL CANTÓN PASAJE	
UBICACIÓN:	GALAYACU, EL PROGRESO, PASAJE	
POBLACIÓN ACTUAL	598	hab.
ÍNDICE DE CRECIMIENTO =	1,03%	
PERIODO DE DISEÑO =	25	Años
CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA =	762	hab
ÁREA DE PROYECTO =	10,93	ha
DENSIDAD =	69,72	hab/ha
COEFICIENTE DE RETORNO =	0,8	
DOTACIÓN DE A.P. MEDIA ACTUAL=	125,00	l/hab/día
Se incrementa 1 l/hab./día por cada año de servicio=	25,00	l/hab/día
DOTACIÓN DE A.P. MEDIA FUTURA=	150,00	l/hab/día
CAUDAL DE AGUAS SERVIDAS		
$q_{asd}=0.80 \times Población \times Dotación / 86\ 400$	1,06	l/s
CAUDAL DE AGUAS ILÍCITAS		
$q_i=80l \times población / 86400$	0,71	l/s
COEFICIENTE DE MAYORACIÓN	4,00	
CAUDAL DE DISEÑO MAYORADO:	4,95	l/s

Fuente: Autores

Trazado de la red de alcantarillado sanitario (propuesta de ampliación)

En base al trazado actual, se proponer colocar 34 pozos más; colocar tuberías de 250 y 300 mm en redes principales, lo cual ampliaría la longitud de 733.50 m a 1918.75 m. Ver figura 5.

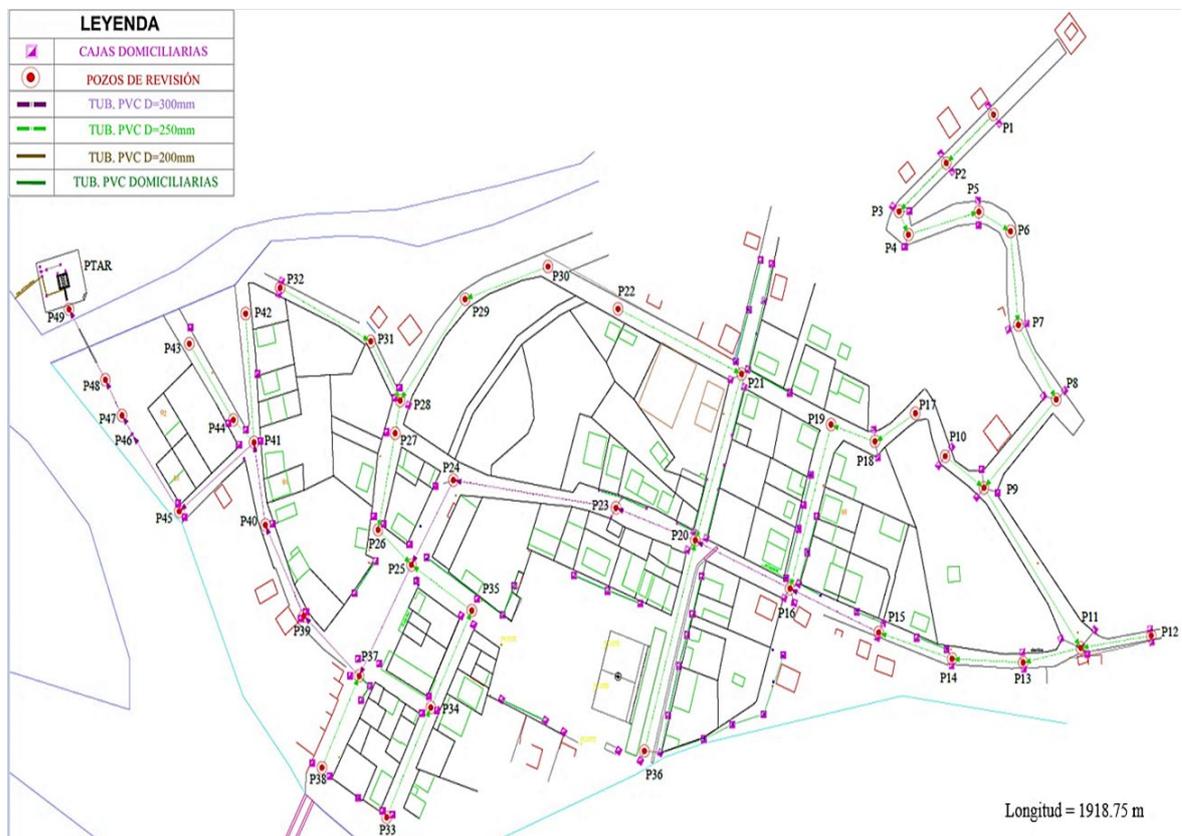


Figura 5: Trazado de la red de alcantarillado sanitario (propuesta de ampliación)

Fuente: Autores

Una vez realizada la ampliación de la red y renumerados los pozos, es necesario cambiar la tubería desde el pozo 45 hasta el pozo 49, debido que, el diámetro de la tubería de la red principal que llega hasta el pozo 45 es de 300 mm y no se puede continuar hasta la planta de tratamiento de aguas residuales con un diámetro inferior a este, ya que provocaría un efecto llamado “cuello de botella”, el cual se refiere a una situación en la que la capacidad de transporte de las aguas residuales se ve restringida o limitada, de tal manera que estas se acumularían, teniendo consecuencias negativas como inundaciones en áreas cercanas al punto de restricción y daños en la infraestructura del sistema de alcantarillado.

3.4 Análisis De Muestra De Agua

Los resultados obtenidos de los análisis de calidad del agua residual en colector de descarga del alcantarillado sanitario son los indicados en la Tabla 8, de acuerdo a la REVISIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LA NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES: RECURSO AGUA descarga de efluentes a cuerpos de agua dulce, se ha comparado con los valores establecidos para determinar si cumple o no cumple [7].

Tabla 9: Análisis de la muestra de agua tomada a la entrada de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Galayacu

PARÁMETRO	MÉTODO	Unidad	Resultado	Valor norma	Cumple/no cumple
pH	PEE/LS/FQ/07	-	7	-	No aplica en la norma
Sólidos totales disueltos	PEE/LS/FQ/05	mg/l	2448	1600	No cumple
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	PEE/LS/FQ/06	mg/l	2013	250	No cumple
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO5)	PEE/LS/FQ/01	mg/l	330	100	No cumple
Nitrógeno Kjeldahl Total (NKT)	SM 4500 NORG B	mg/l	174.38	15	No cumple
Nitrógeno Amoniacal	SM 4500 NH3 C	mg/l	23.78	30	Si cumple
Coliformes Termotolerantes	SM 9221 E	NMP/100m l	1.3E + 07	-	No aplica en la norma
Coliformes Totales	SM 9221 E	NMP/100m l	2.3E+07	Remoción > al 99.9 %	Aplica en la norma

Fuente: ETAPA EP, Cuenca, 2023

3.5. Repotenciación De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales

Rejas: el objetivo de esta etapa es la eliminación de sólidos gruesos, por lo cual se recomienda cambiarla teniendo en cuenta las dimensiones actuales, este diseño está basado en un ejemplo del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Conagua, México. Ver tabla 10 y figura 6.

Tabla 10: Rejas para repotenciación de la PTAR Galayacu

Características	Resultados	Unidad	Simbología
Área del canal	0.18	m ²	A
Tirante hidráulico	0.15	m	h
Bordo libre	0.30	m	hb
Altura total del canal	0.45	m	H
Ancho	0.40	m	W
Longitud de barras	0.40	m	L
Número de barras de 0.02 m de espesor	8	barras	n-1
Número de espacios de 0.03 m	9	espacios	n

Fuente: Autores

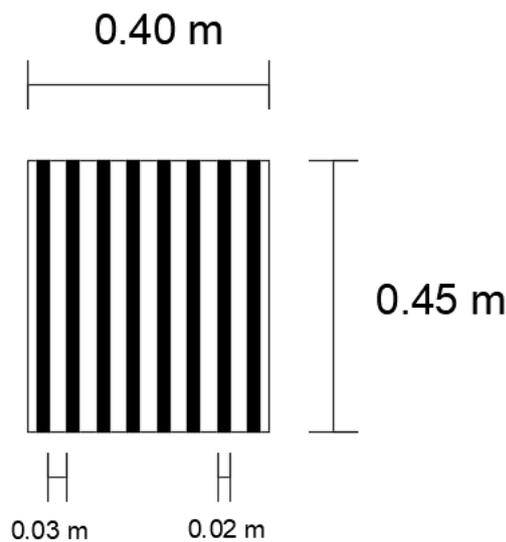


Figura 6: Rejas para repotenciación de la PTAR Galayacu

Fuente: Autores

Cámaras de sedimentación: se tomaron las dimensiones de las cámaras existentes para determinar el volumen y cuál sería el tiempo de retención hidráulica que necesita esta etapa para eliminar los sólidos sedimentables y materias flotantes. Para el mejoramiento de este tratamiento, se debe realizar una limpieza y colocar material filtrante (piedra bola 4”).

Cerramiento: este cuenta con estacas de cemento de 2m de altura, mismas que están en buen estado; se debe cambiar el alambre de púas ya que está totalmente dañado, colocando 5 hileras en las estacas de cemento cada 40 cm; además, colocar 15 árboles con alturas menores a 5m, los cuales nos ayudarán a reducir malos olores emitidos por la planta de tratamiento de aguas residuales.

La infraestructura de la planta de tratamiento de aguas residuales se encuentra en buen estado, sin embargo, no está funcionando, al plantear una repotenciación con el debido mantenimiento y limpieza, se pretende que las aguas residuales tengan un adecuado tratamiento; también, se recomienda ampliar el acceso para que el vehículo pueda ingresar a hacer limpieza y mantenimiento; también se recomienda colocar un cabezal de descarga en la tubería de descarga al cuerpo de agua dulce para evitar daños.

En base a lo anterior, se puede tener otra perspectiva de análisis, lo cual, daría lugar a un desarrollo de un nuevo proyecto, ya que, actualmente, la planta de tratamiento de aguas residuales no tiene un correcto funcionamiento y es muy importante que realice un estudio para conocer cómo funciona y en base al análisis de la muestra de agua tomada a la entrada de la planta, se pueda proponer alternativas de tratamientos primarios, secundarios y terciarios o el diseño de una nueva planta de tratamiento de aguas residuales, y posteriormente, al realizar un análisis de muestra de agua a la salida de la planta, los valores de los parámetros básicos evaluados, se encuentren dentro del rango establecido en la norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: recurso agua.

4. CONCLUSIONES

Se identificaron las condiciones actuales de este servicio mediante un proceso de observación donde se determinó que las cajas domiciliarias y pozos de revisión se encuentran en buen estado; y un levantamiento topográfico del área de estudio donde se obtuvo como resultado el trazado de la red actual. Además, Es necesario cambiar la tubería de asbesto cemento a tubería PVC ya que es resistente a la corrosión y no se deteriora con el tiempo debido a la exposición al agua, a diferencia del asbesto cemento que con el tiempo puede ser vulnerable al agrietamiento; además, el material PVC es más ligero, lo cual facilita su transporte, manejo e instalación.

Evaluated the study through a calculation of the network and applying the CPE INEN 5. Parte 9.2:1997, it is concluded that the sanitary sewerage system complies with this norm, however, it is necessary to carry out maintenance and expand its coverage since it is currently 2,81 of 10,93 hectares.

When expanding its coverage according to population growth with a design period of 25 years, it is estimated that the sanitary sewerage service will have a coverage of 9,09 hectares, which corresponds to 83% of the study area.

1. M. C. Palma Quijje, L. M. Reyes Pin, V. E. Sanchez Rodríguez, and L. F. Lucio Villacreses, "Problemas Percibidos En Jipijapa Debido Al Estado Actual Del Alcantarillado Sanitario," UNESUM-Ciencias. Revista Científica Multidisciplinaria. ISSN 2602-8166, vol. 5, no. 2, pp. 103–114, 2021, doi: 10.47230/unsum-ciencias.v4.n3.2020.274.
2. A. Conrado Peranovich, "Determinantes sociales en la mortalidad de las enfermedades transmitidas por el agua en Argentina, a principios del siglo XXI," Memorias del Instituto de Investigaciones en Ciencias de la Salud, vol. 20, no. 3, pp. 80–88, 2022, doi: 10.18004/mem.iics/1812-9528/2022.020.03.80.
3. G. C. Guerra Herrera and S. I. Logroño Naranjo, "Evaluación del impacto ambiental de los sistemas de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales en Ecuador," Ciencia Digital, vol. 3, no. 3.2.1, pp. 73–87, 2019, doi: 10.33262/cienciadigital.v3i3.2.1.783.
4. CPE INEN 5 Parte 9-2, "Código Ecuatoriano De La Construcción. (C.E.C) Diseño De Instalaciones Sanitarias: CÓDIGO DE PRACTICA PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS EN EL ÁREA RURAL.," 1997.
5. E. Parra, W. Gordillo, and W. Pinzón, "Models of population growth: Teaching-learning from recursive equations," Formación Universitaria, vol. 12, no. 1, pp. 25–34, 2019, doi: 10.4067/S0718-50062019000100025.
6. J. Núñez Rivadeneira, A. Ullauri, and J. Barzola Montesés, "Diagnóstico, Modelación y Determinación de la Capacidad Hidráulica de sistemas de Alcantarillado," vol. 3, pp. 88–101, 2018, [Online]. Available: <https://doi.org/10.26910/issn.2528-8083vol3issICCE2018.2018pp108-122p>
7. Ministerio del Ambiente, "Revisión y actualización de la norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: recurso agua.," 2015. [Online]. Available: <http://extwprlegs1.fao.org/docs/pdf/ecu155128.pdf>

Comportamiento De Marcos De Acero Con Arriostramientos Excéntricos Sometidos A Secuencias Sísmicas

Behavior of Steel Frames with Eccentric Bracing Subjected to Seismic Sequences

Autores

Jaime Patricio García Freire¹, Marcos Geovanny Zevallos Loor²

¹Ing. Maestría en Ingeniería Civil mención Estructuras, Facultad de Posgrado, Universidad Técnica de Manabí, Avenida Universitaria Portoviejo-Manabí- Ecuador, e-mail: jgarcia5167@utm.edu.ec

²M.Sc. Departamento de Construcciones Civiles y Arquitectura, Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Avenida Universitaria Portoviejo-Manabí- Ecuador, e-mail: marcos.zevallos@utm.edu.ec

RESUMEN

En zonas de alta sismicidad las estructuras a más de resistir eventos sísmicos principales, pueden estar sometidas a réplicas y eventos posteriores; por esta razón es importante analizar el comportamiento de las estructuras sometidas a secuencias sísmicas. En este trabajo se presentan resultados de análisis estáticos y dinámicos no lineales de diferentes marcos de acero con arriostramiento excéntrico modelados en dos dimensiones; se analizaron pórticos de dos a cinco niveles regulares en elevación con entrepisos de losas Deck. Se realizaron los diferentes análisis con espectros y sismos escalados considerando la normativa vigente en el Ecuador con periodos de retorno de 475 años en suelos característicos de la ciudad Portoviejo tipo D y E, se consideró además el espectro de la microzonificación sísmica local. La simulación de las réplicas o secuencias sísmicas en el análisis estático no lineal Pushover consistió en la adición de desplazamientos y en el análisis dinámico no lineal tiempo historia la réplica se separa varios segundos después del sismo principal. Se determinó el comportamiento en el rango elástico de los miembros estructurales de los marcos, pero los enlaces presentaron variaciones en el rango inelástico ante las réplicas sísmicas; variando lo indicado en la normativa de construcciones de acero vigente en Estados Unidos (ANSI/AISC 341); en cuanto al funcionamiento de este tipo de sistema estructural.

Palabras claves: análisis pushover, análisis tiempo historia, marcos excéntricos, secuencias sísmicas.

ABSTRACT

In areas of high seismicity, the structures in addition to resisting major seismic events, may be subjected to aftershocks and subsequent events; for this reason, it is important to analyze the behavior of structures subjected to seismic sequences. In this paper presents the results of static and dynamic nonlinear analyses of different steel frames with eccentric bracing two-dimensional modeling; were analysed porticoes of two to five regular levels in elevation with mezzanines slabs deck. The different analyses were carried out with spectra and scaled earthquakes considering the regulations in force in Ecuador with return periods of 475 years in soils characteristic of Portoviejo city type D and E, the spectrum of local seismic microzoning was also considered. The simulation of seismic aftershocks or sequences in static nonlinear pushover analysis consisted of the addition of displacements and in nonlinear dynamic time-history analysis, the aftershock separates several seconds after the main quake. The behavior in the elastic range of the structural members of the frames was determined, but the links presented variations in the inelastic range in the face of seismic aftershocks; varying the provisions of the steel construction regulations in force in the United States (ANSI/AISC 341); in terms of the functioning of this type of structural system.

Keywords: pushover analysis, time history analysis, eccentric frames, seismic sequences.

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2024 Aceptado: Marzo 2024

1. INTRODUCCIÓN

El aumento de edificaciones de acero con arriostramiento se atribuye a la alta rigidez elástica que estos proporcionan, además los marcos con arriostramientos excéntricos, EBF por sus siglas en inglés, son dúctiles similares a los marcos resistentes a momentos. Los elementos de un EBF deben trabajar en el rango elástico a excepción del elemento enlace que debe trabajar en el rango inelástico siendo el punto de liberación de energía en estos sistemas estructurales comportándose como una especie de fusible.

Comúnmente después de fuertes terremotos acontecen réplicas, ante el evento sísmico principal las estructuras tal vez presenten estabilidad general, pero esto podría variar después con las réplicas, quedando incertidumbre en el comportamiento de los elementos de este sistema estructural indicando que aquello no está especificado en las normas ante secuencias sísmicas.

Los fenómenos naturales en los últimos años se han hecho notar a nivel mundial, específicamente los eventos telúricos independientes de su origen que sumando los tipos de construcciones y sistemas estructurales adoptados causan desastres, pérdidas humanas y materiales [1].

En Estados Unidos; para fines de diseño, las normas de construcción permitieron el uso de los marcos con arriostramientos excéntricos como un sistema estructural de alta ductilidad [2]. Posteriormente, con base en extensa investigación experimental, las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero incluyeron un procedimiento de diseño detallado de los eslabones en la normativa ANSI/AISC 341 [3]. En ella se especifican el tipo de eslabón (corto, intermedio, o largo), las rotaciones permisibles del eslabón, la sobre resistencia que se puede considerar, entre otros aspectos [4].

Las principales zonas sísmicas de América se ubican en la zona del océano Pacífico, comenzado desde la falla de San Andrés en California hasta Costa Rica, después desde Colombia hasta Chile, siendo nuestra región susceptible a eventos telúricos que afectan directamente a las construcciones.

Los EBF disipan energía de manera no uniforme en todos los niveles, y que la respuesta inelástica se concentra en los pisos inferiores, reportando daño por cortante o por flexión. Asimismo, los modelos de los edificios desarrollan ángulos de rotación inelásticos estables, con magnitudes que superan los límites de reglamentos especializados vigentes [5].

El Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica que, en los últimos 470 años, ha provocado la destrucción de ciudades enteras como Riobamba e Ibarra [6], muestran la necesidad urgente por emprender en programas para la mitigación del riesgo sísmico. El estudio del riesgo sísmico y su impacto en el desarrollo, constituye un reto científico crucial para el siglo veinte y uno [6].

La mayoría del territorio del Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto peligro sísmico. La vulnerabilidad o susceptibilidad al daño de muchas edificaciones que tienen un alto grado de exposición por estar en su mayoría situadas en ciudades con alta peligrosidad sísmica como Quito, Guayaquil y todas las ciudades costeras, de aquellas construidas antes de la promulgación de los códigos de la construcción o de aquellas que no han sido diseñadas apropiadamente y que a lo largo de su vida han sido reformadas, ampliadas o que han sufrido un cambio en el tipo de uso, distinto al contemplado en el diseño. El riesgo sísmico es alto y debe ser considerado en la toma de decisiones [6].

El terremoto del 16 de abril de 2016 magnitud 7,8 Mw. con epicentro en Pedernales provincia de Manabí, Ecuador dejó pérdidas humanas y materiales, indicadores que confirman la alta sismicidad de la zona para la cual se evidenció el mal comportamiento de las estructuras ante este evento y las posteriores réplicas.

Ante el riesgo sísmico en el cual está inmersa la provincia de Manabí, es necesario prestar atención a la capacidad y la respuesta inelástica de edificios estructurados con EBF analizados y diseñados con la tendencia práctica y condiciones específicas del mercado sometidos a un movimiento telúrico principal y réplicas (denominado como secuencias sísmicas) que puede afectar el desempeño elástico de los EBF [7].

La presente investigación se enfocó en determinar el comportamiento de los marcos EBF sometidos a secuencias sísmicas en suelos blandos de Portoviejo, territorio con alta sismicidad y donde las edificaciones de acero están en auge actualmente. Este trabajo permitió analizar si los marcos EBF sometidos al movimiento telúrico principal y posterior a las réplicas; siguen teniendo el mismo principio de funcionamiento descrito en el capítulo F de la normativa ANSI/AISC 341 [3], el cual considera solo el sismo principal [8].

Para esta investigación, se planteó como objetivo general describir el comportamiento de los marcos de acero con arriostramientos excéntricos sometidos a secuencias sísmicas en conjunto con los objetivos específicos que a continuación se describen: analizar no linealmente los elementos estructurales de un marco con arriostramiento excéntrico, analizar marcos arriostrados excéntricos con secuencias sísmicas, diagnosticar la longitud y ángulos de rotación de los enlaces, evaluar el desempeño de pórticos analizados y el desempeño de los elementos principales ante las distintas cargas aplicadas. En el presente trabajo se estudió el comportamiento de los marcos EBF con características de los materiales comercializados en el Ecuador y suelos blandos muy peculiares de Portoviejo; sometidos a secuencias sísmicas, determinando la variación del funcionamiento de estos sistemas.

2. DESARROLLO

A partir de observar la tipología y uso de estructuras en la zona céntrica de Portoviejo capital de Manabí provincia del Ecuador, se realizaron cincuenta (50) modelos matemáticos; que se dividieron en cinco (5) grupos: diez (10) modelos para estructuras de dos (2), de tres (3), de cuatro (4), de cinco (5) y de seis (6) pisos, con crujías de 7 metros en los pórticos 2D y alturas de entrepisos de 5,50 metros para la planta baja y 3,80 metros para los demás pisos respectivamente. De esta cantidad, se trabajó solamente con los modelos que permitieron encontrar una tendencia aceptable en la dispersión de los resultados; es decir aquellos pórticos cuyo comportamiento varió ante secuencias sísmicas.

2.1. Modelación De La Estructura.

Los marcos se modelan en 2 dimensiones con el principio del pórtico fantasma como se muestra en la figura 1, para obtener resultados más acertados [9]. Para incluir los efectos $P-\Delta$ en las columnas se aplica el principio del pórtico fantasma [10], que consiste en añadir vigas y columnas con rigidez infinita y apoyos fijos en la base que no aportan resistencia a los esfuerzos laterales, en la figura 1 se aprecian los elementos del pórtico fantasma y son aquellos cuya base es un apoyo fijo [11]. Las modelaciones se realizan en el software ETABS [12], considerando el ingreso de datos para ejecutar el análisis no lineal estático- dinámico y poder determinar el comportamiento de los marcos EBF con diferentes niveles de entrepisos al ser sometidos a secuencias sísmicas.

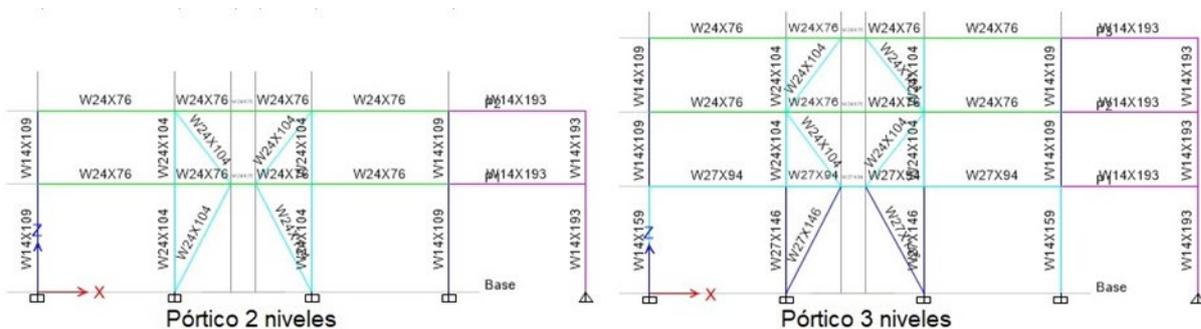
2.1.1. Materiales.

El acero estructural empleado en todos los elementos es el tipo ASTM A36 con las siguientes características: resistencia a la fluencia de 290 MPa, módulo de elasticidad de 196133 MPa con propiedades isotrópicas. La configuración del comportamiento no lineal del material se basa en la curva tensión deformación simple y para los parámetros de la histéresis se utiliza el tipo kinematic; para conformar el comportamiento del endurecimiento cinemático que es comúnmente observado en los metales [13].

2.1.2. Secciones estructurales.

Como se observa en la figura 1, los pórticos se modelaron con perfiles W de acuerdo a la normativa ANSI/AISC 341 [3]; se trabajó con marcos EBF de diferentes niveles específicamente desde 2 hasta 6 pisos. De acuerdo al número de entrepisos las secciones geométricas para cada nivel se detallan en la tabla 1; es decir que para un pórtico de 2 niveles se usaron las secciones del piso 5 y 6 a manera referencial y así se utilizaron las demás secciones de acuerdo al número de niveles. Las losas de entrepisos y cubierta es tipo deck con 5,5 cm de altura de onda más 5,5 cm de espesor de la loseta de hormigón; las diagonales excéntricas tendrán las mismas secciones que las columnas del nivel y crujía en la que estas se ubican y de la misma forma las secciones de los enlaces serán las mismas que las vigas de cada nivel que reciben a las diagonales. Cabe recalcar que las uniones de los elementos estructurales son continuas y que se simula la cimentación con apoyos empotrados excepto el eje del pórtico fantasma que es un apoyo fijo.

El enlace fue calculado de acuerdo con las notas de la normativa ANSI/AISC 341 [3]; teniendo en cuenta que la longitud y ángulo de rotación de este elemento estructural está en función de las fuerzas sísmicas principales; es decir no se considera movimientos telúricos posteriores.



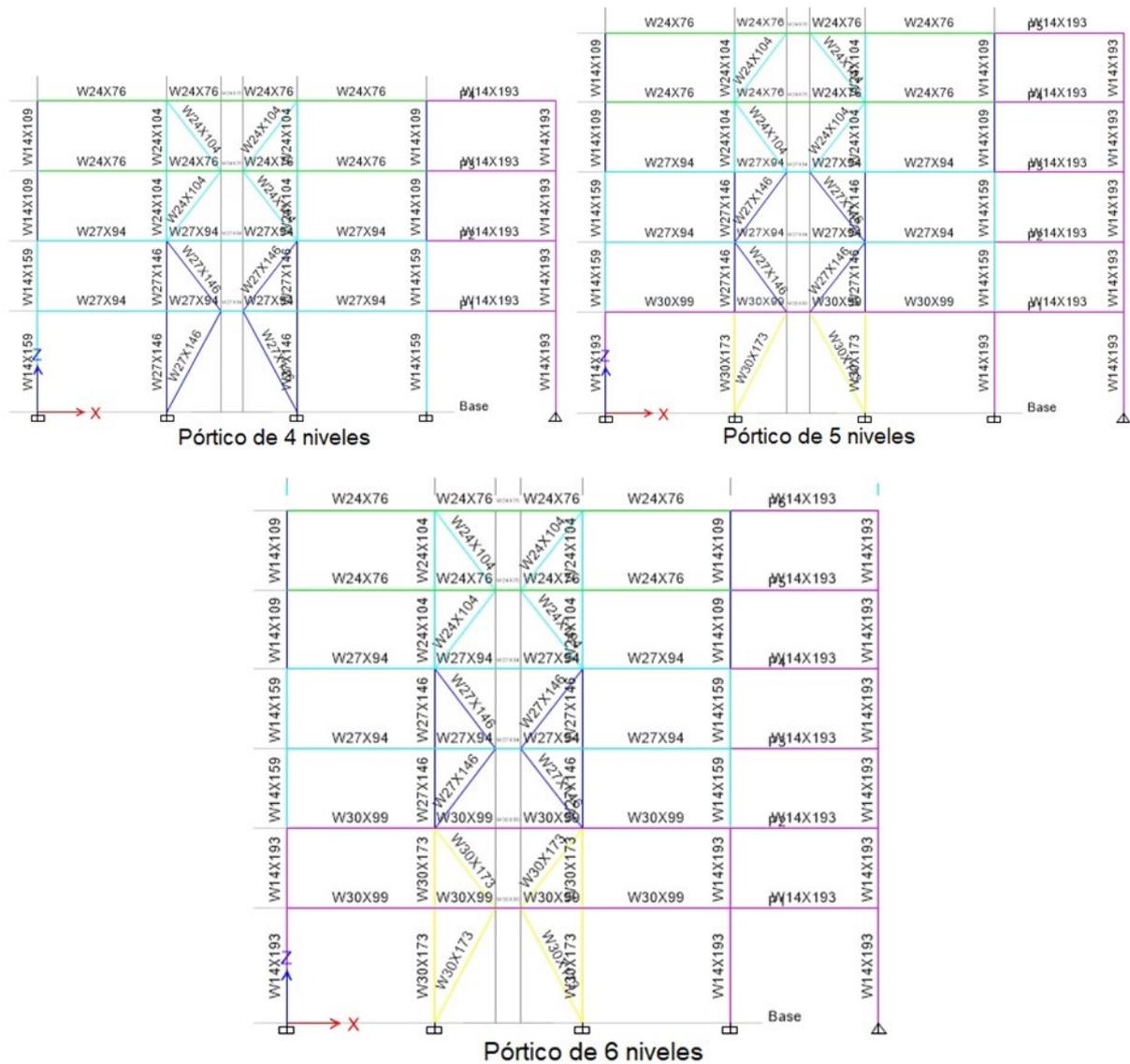


Figura 1: Modelos en 2D de los pórticos de 2 a 6 niveles

Tabla 1: Secciones geométricas por cada nivel

Nivel de entrespiso	Columnas	Vigas
P1	W14x193 ejes laterales/W30x173 ejes centrales	W30x99
P2	W14x193 ejes laterales/W30x173 ejes centrales	W30x99
P3	W14x159 ejes laterales/W27x146 ejes centrales	W27x94
P4	W27x159 ejes laterales/W27x146 ejes centrales	W27x94
P5	W14x109 ejes laterales/W24x104 ejes centrales	W24x76
P6	W14x109 ejes laterales/W24x104 ejes centrales	W24x76

2.1.3. Cargas consideradas.

En base a la normativa ecuatoriana capítulo cargas no sísmicas [6]; se estiman las cargas que actúan sobre la estructura, obteniendo los resultados detallados en la tabla 2.

Tabla 2: Carga muerta estimada

Descripción	Carga entrepiso (kN/m ²)	Carga cubierta (kN /m ²)
Peso hormigón sobre placa colaborante	1,88	1,88
Peso placa colaborante	0,08	0,08
Recubrimiento de piso y mampostería	1,77	1,47
Peso de instalaciones + cielo raso	0,78	0,29
Total de carga muerta	4.51	3.72

Analizando la ocupación y uso de las estructuras consideradas en el presente trabajo, la normativa ecuatoriana capítulo cargas no sísmicas [6] muestra varios valores de cargas vivas, para el caso de estudio se escogió la carga viva de 3,92 kN /m² para los niveles de entrepiso y 0,98 kN /m² para la losa de cubierta.

La ciudad de Portoviejo cuenta con un estudio de microzonificación sísmica que detalla 6 tipos de suelos y cuyos datos están disponibles en la página web del municipio de Portoviejo (<https://online.portoviejo.gob.ec/>), el área céntrica de la ciudad (zona M4) es un suelo blando con moderado potencial de licuación y es el considerado en el presente trabajo; en la figura 2 se muestra el espectro de la zona M4 calculado de acuerdo a los periodos de vibración fundamentales de los pórticos analizados con la ecuación (1) en la meseta y (2) después de esta.

$$Sa(g) = \eta A0 \tag{1}$$

$$Sa(g) = \eta A0(Tc/T)^P \tag{2}$$

Donde:

$Sa(g)$: valor de la aceleración espectral en función de la gravedad

η : valor constante para microzona M4= 1,90

$A0$: valor constante para microzona M4= 0,60

Tc : valor constante para microzona M4= 0,75

T : valores de periodos

P : valor constante para microzona M4= 1,70

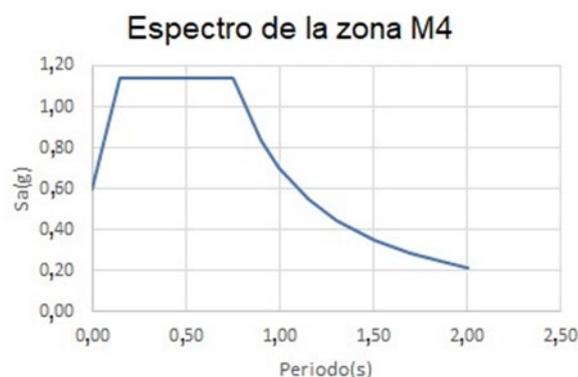


Figura 2: Espectro de la zona M4 de la ciudad de Portoviejo.

Los registros sísmicos usados en el análisis no lineal fueron extraídos de la base de datos de la universidad de Berkeley California (<https://ngawest2.berkeley.edu/>), sumando a estos el movimiento telúrico registrado en la estación APED de los archivos de la Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC), sismo ocurrido en Ecuador-Manabí-Pedernales el 16 de abril del 2016. En la tabla 3 se mencionan los registros telúricos combinados que influyeron en la dispersión de los resultados del análisis no lineal.

Tabla 3: Registros telúricos

1	Northridge Beverly Hills + Northridge Canyon
2	Ecuador- Pedernales 2016 + Loma Prieta Gilroy Array#3
3	Duzce Turkey Bolu + Kocaeli, Turkey Duzce
4	Chi Chi Chy 101 + Chi Chi Tcu045
5	Kobe, Japan Nishi + Kobe, Japan Shin

Los registros telúricos mencionado en la tabla 3 fueron corregidos y transformados a espectros de pseudo aceleración usando el programa Degtra [14] como se indica en la figura 3, después de obtener todos los espectros en base a los registros escogidos se compararon con el espectro de la microzonificación sísmica de Portoviejo específicamente la zona M4, para posteriormente realizar el proceso de escalado de sismos con el criterio del periodo fundamental de vibración de los pórticos.

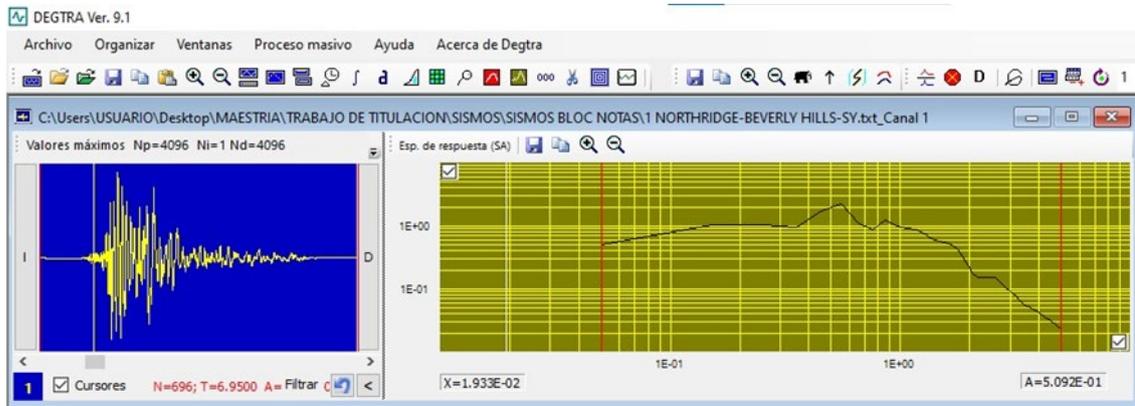


Figura 3: Corrección y transformación de registros sísmicos a espectros de pseudo aceleración.

La rigidez de los marcos EBF tiene relación directa con los periodos de vibración [3], las masas empleadas están en función a las áreas y cargas muerta y viva consideradas anteriormente; cuyo porcentaje de participación de masa acumulada supera el 90% de la masa total de la estructura a partir del sexto modo de vibración [15].

El periodo fundamental de vibración (T) de los pórticos EBF en 2D (de 2 hasta 6 niveles); varían entre 0,20 a 0,47 segundos acorde al número de pisos y en estos casos, los periodos están en la meseta del espectro de la microzonificación sísmica de Portoviejo, es decir que aplicando la ecuación (3), la meseta es la zona fundamental para escalar los espectros y después obtener los promedios SRSS de las coordenadas de acuerdo con la normativa ASCE/SEI 7-22 [2]. El factor de escala se calcula con el procedimiento de pesos relativos cuyos límites están en función de la formula (3).

$$0,2 T \leq T \leq 1,5 T \tag{3}$$

Se determinaron los espectros de desplazamiento como se muestra en la figura 4 a manera de referencia, en función de cada espectro de pseudo aceleración escalado de los registros seleccionados; empleando la expresión (4) tomado de la normativa ACSE 41-13 [16].

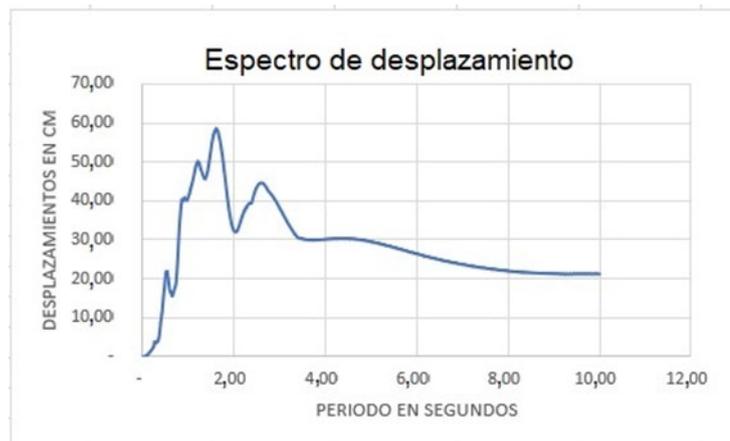


Figura 4: Espectro de desplazamiento.

$$\delta_t = \frac{C_0 \times C_1 \times C_2 \times \xi \times T_e^2 \times g}{4 \times \pi^2} \quad (4)$$

Donde:

δ_t : Desplazamiento objetivo

C_0 : Coeficiente que relaciona los desplazamientos de 1 grado de libertad GDL y múltiples GDL

C_1 : Coeficiente que relaciona los desplazamientos inelásticos observados y calculados

C_2 : Coeficiente que representa el comportamiento histerético

ξ : valor de la aceleración espectral en función de la gravedad

T_e : valor de periodo

g : gravedad

Definidos los espectros de desplazamientos, se escoge el desplazamiento calculado con la expresión (4) en función del periodo fundamental de vibración de cada pódico para poder realizar el análisis estático no lineal pushover, en el presente trabajo se escoge el desplazamiento ocasionado por un sismo principal y se le adiciona otro desplazamiento ocasionado por otro registro sísmico; los cuales están referidos en la tabla 3.

En el análisis dinámico no lineal tiempo historia se utilizaron los acelerogramas de los registros mencionados en la tabla 3 escalados y se configuró en el software un registro separado del otro con varios segundos cuya aceleración fue cero tal como se muestra en la figura 5 para el registro Northridge Beverly Hills + Northridge Canyon.

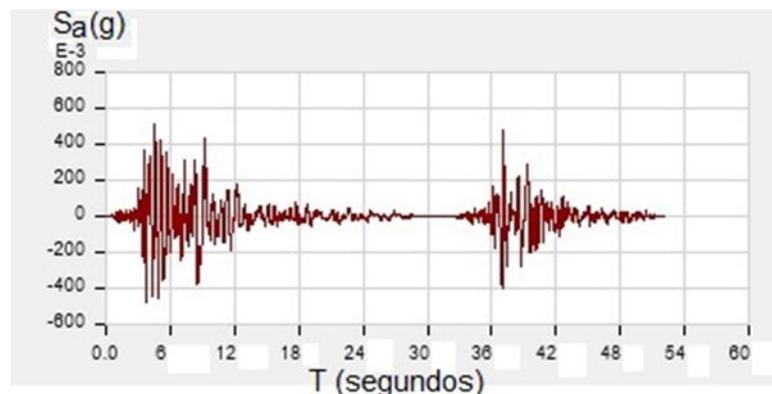


Figura 5: Configuración de acelerogramas escalados.

Para el análisis no lineal se utiliza un modelo de plasticidad concentrada en los extremos de las vigas, enlaces y columnas. El punto de plastificación, relacionada con la zona de los elementos de cada pódico donde se pretende que se formen las rótulas plásticas se ubica entre el 2% al 5% de la longitud de cada elemento estructural. Para las vigas y enlaces se ubicaron las rótulas plásticas al 5% y 95%, en cambio en las columnas se consideró el 2% y el 98% [16]. Al considerar estos porcentajes de la longitud, se está indicando que las rótulas estarán ubicadas a dicha distancia desde la cara de cada elemento estructural. Toca recalcar que en las vigas se considera el momento flector para los esfuerzos dominantes de diseño; en las columnas que se realiza con la interacción de carga axial y momento flector [17] y para los enlaces se modelan las rótulas plásticas de flexión [18].

3. RESULTADOS

En la figura 6 se detallan los niveles de desempeño sísmico: ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP) por sus siglas en inglés, separado cada nivel por las líneas verticales; lo ideal es que las estructuras se enmarquen en el nivel de ocupación inmediata; debido a que los desplazamientos corresponden a derivas menores al 1% [16], las leyendas ubicadas a la derecha se refieren a los resultados de los pódicos sometidos al análisis no lineal estático pushover y dinámico tiempo historia con registros sísmicos inicial e incrementado, sin embargo solo se aprecian 3 curvas, porque los resultados del análisis tiempo historia con sismo inicial e incrementado fueron muy parecidos. De manera resumida se detalla en la figura 6 el comportamiento de los pódicos de 2 a 6 niveles con los registros sísmicos que ocasionaron mayores desplazamientos y mencionados en la misma figura.

El comportamiento de los pódicos EBF de 2 a 6 pisos al estar sometidos a las adiciones de desplazamientos (análisis Pushover) y de los registros de aceleraciones de sismos (análisis tiempo historia), se enmarcan en el nivel de desempeño sísmico ocupación inmediata (OI) según lo indicado en la normativa ASCE/SEI 41-13 [16] como se muestra en la figura 6; considerando que los sismos son raros a muy raros por la razón que para el análisis no lineal se emplearon secuencias de registros sísmicos y espectros escalados en amplitud de acorde a los periodos de vibración fundamental de los pódicos de diferentes niveles.

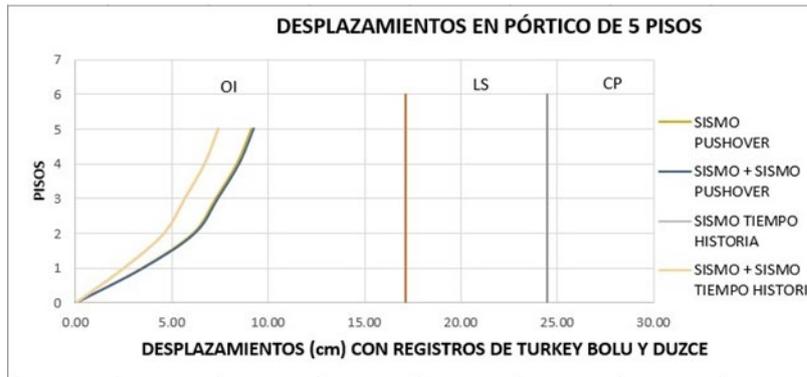
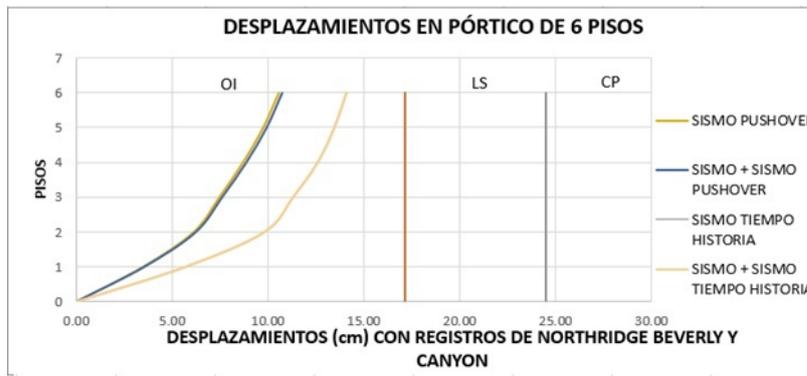


Figura 6: Niveles de desempeño de pórticos por números de pisos.

Los resultados más representativos del análisis no lineal es con el método Pushover basado en la adición de desplazamientos y convergen en los pórticos de 4 a 6 pisos; en la figura 7 se observa un pórtico de 6 niveles en donde el enlace de la planta baja sufre daño. Los marcos se someten a los registros sísmicos sin combinar detallados anteriormente en la tabla 3 y el nivel de desempeño es ocupación inmediata. Posteriormente a ser afectados por la combinación de los sismos, estos pórticos se mantienen en el mismo nivel de desempeño sísmico. Pero a pesar que en ambos casos están dentro del mismo rango, es notable la aparición de mayor número de rótulas plásticas aún tolerables incluso en las columnas de la planta baja. El sistema primario no presenta daños mientras que los elementos de sistema secundario siguen incursionando en el rango inelástico. Específicamente en los pórticos de 6 pisos los enlaces alcanzaron y superaron la rotación asociada a la falla en el nivel planta baja.

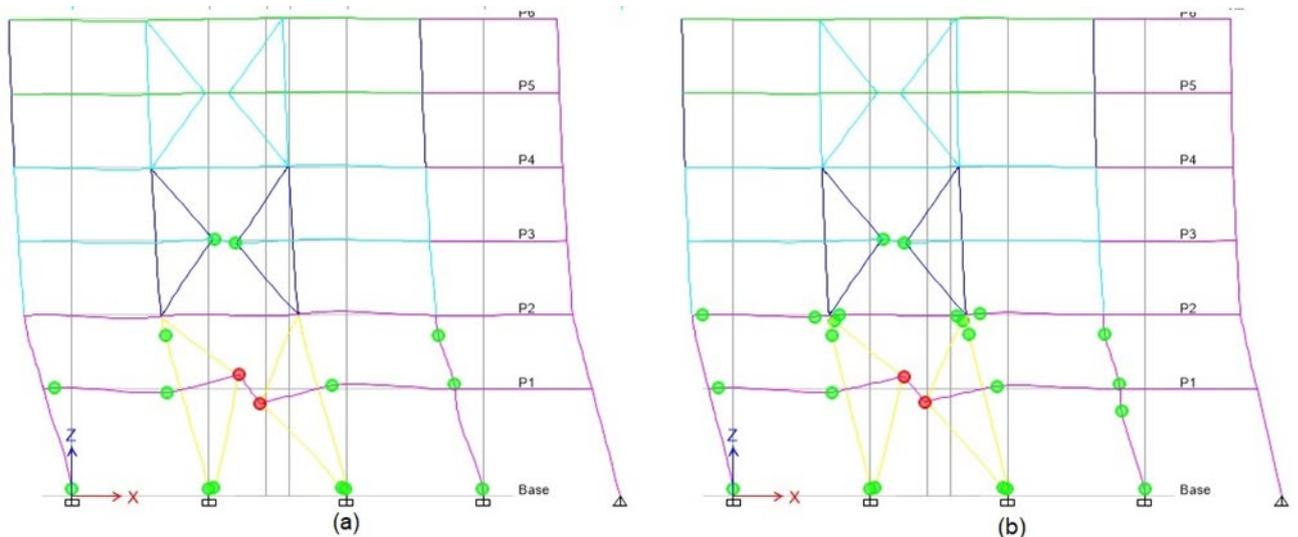


Figura 7: Rótulas plásticas en pórtico de 6 pisos con análisis Pushover usando los registros Northridge Beverly Hills (figura a) y Beverly Hills + Northridge Canyon (figura b).

En la curva esfuerzo- deformación que se observa en la figura 8 calculada con la normativa ASCE/SEI 41-13 [16], se indican los rangos elástico, inelástico y estados límites de las rótulas plásticas que se interpretan de la siguiente forma: zonas cercanas a los nudos en las cuales no aparecen círculos de colores están trabajando en el rango elástico, los círculos verdes son rótulas que incursionan en el rango inelástico óptimo sin deformación, aquellas rótulas de color agua marina en adelante son elementos que sufren deformación y por ende las rotaciones sobrepasan los límites de funcionalidad, es decir que en los elementos estructurales que incursionan en el rango inelástico deben producirse rótulas plásticas hasta el rango del color verde para que sean funcionales como ocurre en el caso de estudio a excepción del elemento enlace.

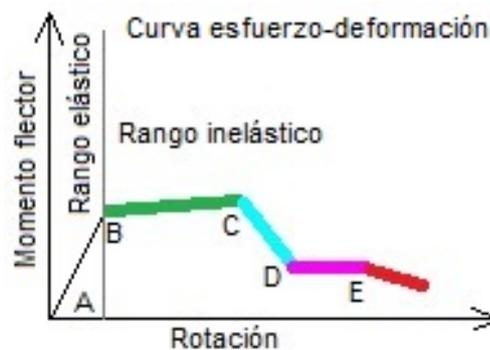


Figura 8: Curva esfuerzo-deformación que representa los resultados de las rótulas plásticas.

En la figura 9(a) se aprecia el comportamiento del marco EBF, el enlace incursiona en el rango inelástico cuyo ángulo de rotación no supera el valor de 0.8 rad en relación con el cálculo de la longitud del enlace [19]. En cambio, en la figura 9(b) se observa el marco que al estar sometido al incremento de sismo; se modifica el comportamiento del enlace, el ángulo de rotación presenta un valor de 1 rad que superan el umbral de 0.8 rad detallado en la normativa ANSI/AISC 341 [3].

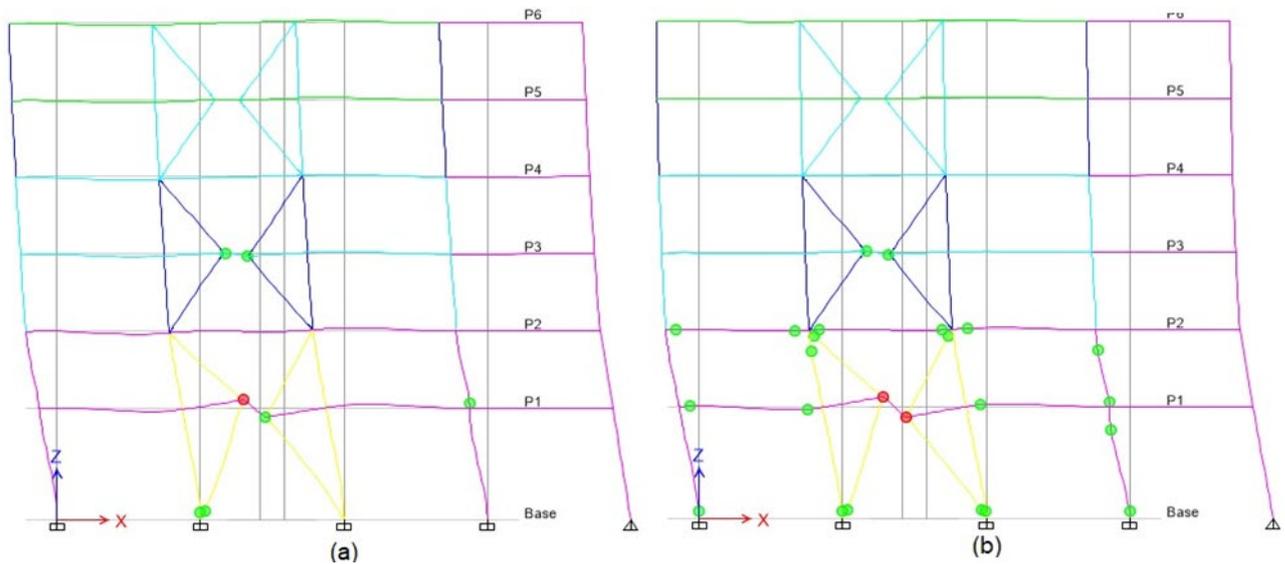


Figura 9: rótulas plásticas en pórtico de 6 pisos con análisis pushover usando los registros duzce turkey bolu (figura a) y duzce turkey bolu + kocaeli, turkey duzce (figura b).

Los pórticos o marcos ebf proporcionan excelente rigidez a la estructura [3], lo cual optimiza el desempeño sísmico a nivel estructural y no estructural, pero resulta que aquello influye en las aceleraciones de piso lo cual repercute directamente en el contenido que está dentro de las edificaciones. En la figura 10 se muestra en forma referencial y resumida el resultado con mayores aceleraciones de piso enmarcadas en diferentes niveles de desempeño de acuerdo a [20]. Se observan tres zonas: ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP) por sus siglas en inglés, separado cada nivel por las líneas verticales; lo ideal es que las estructuras se enmarquen en el nivel de ocupación inmediata, las leyendas ubicadas a la derecha se refieren a los resultados de los pórticos sometidos al análisis no lineal dinámico tiempo historia con registros sísmicos inicial e incrementando, sin embargo solo se aprecia 1 curva, porque los resultados del análisis tiempo historia con sismo inicial e incrementado fueron muy parecidos, debido a que la envolvente de las aceleraciones del sismo inicial por ser de mayor magnitud contiene a las aceleraciones del sismo incrementado. El contenido de los pisos 2 al 5 sufrirán grandes daños, suponiendo que el uso de la edificación sea categoría esencial como hospitales o clínicas, las pérdidas económicas referente a los equipos sería catastrófica.



Figura 10: Desempeño de servicio en pórtico de 6 pisos con análisis tiempo historia usando los registros de Kobe Nishi y Shin.

4. CONCLUSIONES

Modificación en el funcionamiento de los marcos EBF al ser sometidos a secuencias de sismos, el enlace sigue incurriendo en el rango inelástico hasta la falla y por ende ciertas columnas y vigas comienzan a trabajar en el rango inelástico, variando a lo indicado en la normativa ANSI/AISC 341 que solo considera el sismo principal.

El comportamiento de los pórticos EBF sometidos al incremento de sismos presentó variaciones con respecto al ángulo de rotación del enlace, sin embargo, los marcos se posicionan dentro del mismo rango de desempeño sísmico sin desplazamientos residuales [21]. Donde el análisis tiempo historia con la adición de los registros de aceleraciones presentaron variaciones más pequeñas en comparación al análisis pushover con incremento de desplazamientos.

Las secuencias sísmicas influyen en el desempeño inelástico de los enlaces, pero se resalta que tienen una buena funcionabilidad en zonas de alta sismicidad, porque se mantienen en el mismo nivel de desempeño. Es así que los elementos estructurales como columnas, diagonales y vigas en gran proporción trabajan en el rango elástico con excepción de ciertas columnas y vigas que empiezan a incursionar en el rango inelástico con la formación de rótulas plásticas muy tolerables sin generarse pisos débiles.

Con respecto a los pórticos de 6 niveles, los enlaces de la planta baja con ángulos de rotación de 1 rad superaron al ángulo de rotación de 0.8 rad asociado a la falla después del incremento sísmico, en donde los demás elementos estructurales que trabajaban en el rango elástico comenzaron a trabajar en el rango inelástico, pero a pesar de aquello se mantuvieron en el mismo nivel de desempeño que resultó sin la secuencia sísmica. En cambio, para estructuras de 3 pisos e inferiores a estas; los pórticos EBF trabajan totalmente en el rango elástico incluido los enlaces sin ninguna formación de rótulas plásticas.

1. A. Ashrafi and A. Imanpour, "Seismic response of steel multi-tiered eccentrically braced frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 181, pp. 1-33, 2021.
2. ASCE STANDARD, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22)," 2022.
3. ANSI/AISC 341, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)," 2016.
4. J. Ruiz, E. Bojórquez, E. Corona y A. Reyes, "Comportamiento de edificios de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas," *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 100, pp. 30-50, 2019.
5. J. García y E. Tapia, "Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico," *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 100, pp. 51-70, 2019.
6. NEC, " Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)," 2015.
7. S. Saeed, S. Garivani and A. Akbar, "Application of slit link beam in eccentrically braced frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 170, pp. 1-19, 2020.
8. V. Mohsenian, R. Filizadeh, I. Hajirasouliha and R. Garcia, "Seismic Performance Assessment of Eccentrically Braced Steel Frames with Energy-Absorbing Links under Sequential Earthquakes," *Journal of Building Engineering*, vol. 33, pp. 1-27, 2021.
9. M. Yakhchalian, N. Asgarkhani and M. Yakhchalian, "Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames," *Journal of Building Engineering*, vol. 30, pp. 1-15, 2020.
10. F. Kazemi, M. Miari and R. Jankowski, "Investigating the effects of structural pounding on the seismic performance of adjacent RC and steel MRFs," *Earthquake Engineering*, vol. 19, pp. 317-343, 2021.
11. E. Elettore, F. Freddi, M. Latour and G. Rizzano, "Design and analysis of a seismic resilient steel moment resisting frame equipped with damage-free self-centering column bases," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 179, pp. 1-14, 2021.
12. Computers & structures Inc, CSI Analysis Reference Manual. United States of America, 2017.
13. P. Saingam, F. Sutcu, Y. Terazawa, K. Fujishita, P. Lin, O. Celik, *et al.*, "Composite behavior in RC buildings retrofitted using buckling-restrained braces with elastic steel frames," *Engineering Structures*, vol. 219, pp. 1-17, 2020.
14. Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de ingeniería UNAM manual del programa Degtra. México, 2011.
15. D. Caicedo, L. Valencia, J. Blandon and C. Graciano, "Seismic response of high-rise buildings through metaheuristic-based optimization using tuned mass dampers and tuned mass dampers inerter," *Journal of Building Engineering*, vol. 34, pp. 1-20, 2021.
16. [ASCE STANDARD, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)," 2013.
17. L. González, J. Sariol y J. Otmara, "Evaluación de La vulnerabilidad sísmica de una edificación con tipología mixta de hormigón armado mediante curvas de fragilidad analíticas," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 4, pp. 17-29, 2023.
18. A. Fathali and R. Hoseini, "Optimum performance-based design of eccentrically braced frames," *Engineering Structures*, vol. 202, pp. 1-15, 2020.
19. A. Qissab and C. Topkaya, "Seismic performance of eccentrically braced frames designed to AISC341 and EC8 specifications," *Structures*, vol. 29, pp. 339-359, 2021.
20. R. Bertero and V. Bertero, "Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, pp. 627-652, 2002.
21. M. Gholami, E. Zare, G. Azandariani and R. Moradifard, "Seismic behavior of dual buckling-restrained steel braced frame with eccentric configuration and post-tensioned frame system," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 151, pp. 1-21, 2021.

Diseño De Rutas De Transporte Público Por Modelación Matemática En La Ciudad De Machala, Ecuador

Design Of Public Transportation Routes By Mathematical Modeling In The City Of Machala, Ecuador

Autores

Jean Leonardo Ordóñez Oviedo¹, Yudy Patricia Medina Sánchez², Ariana Solange Condoy Armijos³, Carlos Eugenio Sánchez Mendieta⁴

¹ Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, jordonez15@utmachala.edu.ec

² Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, ymedina@utmachala.edu.ec

³ Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, acondoy4@utmachala.edu.ec

⁴ Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, csanchez@utmachala.edu.ec

RESUMEN

El trabajo de investigación realizado, se enfoca en el uso de herramientas matemáticas para el cálculo de rutas óptimas. Partiendo del uso de los diagramas de Voronoi para la visualización de las zonas de cobertura de los centros educativos, mercados municipales y la ruta de transporte público analizada. Posteriormente toma lugar la aplicación del algoritmo de Floyd Warshall, con los nodos ubicados en la zona de cobertura del recorrido original de la línea de bus seleccionada. El trabajo también cuenta con las matrices de pesos ponderados (distancias entre nodos) y de recorridos resultantes de las iteraciones realizadas para obtenerlas. Adicionalmente, se especifica como ensamblar la matriz de pesos ponderados y recorridos inicial, así como también, una observación acerca de cómo interpretar los resultados obtenidos cuando los grafos no presentan una naturaleza circular, es decir, su nodo inicial y final no se conectan de ninguna manera, evento que ocurrió en el desarrollo de la presente investigación. Con los resultados obtenidos se concluyó que se redujo en un 30% aproximadamente, la distancia de recorrido de la ruta estudiada.

Palabras claves: rutas óptimas, transporte público, diagramas de Voronoi, algoritmo de Floyd Warshall.

ABSTRACT

The research work carried out focuses on the use of mathematical tools for the calculation of optimal routes. Starting with the use of voronoi diagrams to visualize the coverage zones of urban facilities and the public transport route analyzed. Subsequently, the application of the floyd warshall algorithm takes place, with the nodes located in the coverage area of the original route of the selected bus line. The work also includes the matrices of weighted weights (distances between nodes) and of routes resulting from the iterations carried out to obtain them. Additionally, it specifies how to assemble the matrix of weighted weights and initial paths, as well as an observation on how to interpret the results obtained when the graphs do not present a circular nature, i.E., Their initial and final nodes are not connected in any way, an event that occurred in the development of this research. With the results obtained, it was concluded that the travel distance of the studied route was reduced by approximately 30%.

Keywords: optimal paths, public transport, voronoi diagrams, floyd warshall algorithm

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2024 Aceptado: Marzo 2024

1. INTRODUCCIÓN

La movilidad urbana es uno de los rubros que experimenta una mayor expansión progresiva por lo que se debe disponer de un sistema de transporte público que priorice y facilite el acceso de las personas a los equipamientos urbanos. Para lograrlo, hace falta proponer un diseño del recorrido de las líneas de transporte público desde un punto de vista cuantitativo, el cual involucre la distancia y el tiempo de recorrido como principales variables [1] [2] [3]. Además, cabe destacar que las distancias que existen entre la vivienda del habitante y el equipamiento deportivo, educativo, cultural y de salud deben ser prioridad para el diseño [4]. También, es sustancial tomar en cuenta que la disposición de las vías en una ciudad es irregular en la mayoría de los casos, lo que contribuye a una movilidad desordenada por la misma [5].

Este problema no es aislado, debido a que, el mismo se presenta en diversas partes del mundo. Por ejemplo, en Toluca, México, el servicio de transporte público presenta deficiencias estructurales de organización en los niveles estratégico y táctico, y en consecuencia operativo; provocando así una falta de integración de los servicios entre la zona metropolitana y la zona conurbada de la ciudad, parque vehicular excesivo, forma de conducción inadecuada, entre otros [6]. Por otro lado, en Chile, en la ciudad de Los Ángeles, se aborda la problemática del servicio de transporte público en la relación existente entre la distancia de los hogares con los espacios donde se realizan actividades económicas y/o sociales, y los niveles de pobreza [7]. De manera local en la ciudad de Quevedo, Ecuador el parque automotor ha ido en aumento, provocando congestión vehicular, por lo que un óptimo servicio de transporte público se presenta como una solución a este problema [8].

Un territorio visible, accesible y con marcado carácter de centralidad, al cual se le asigna un uso irrestricto y cotidiano a la ciudad es lo que se define como espacio público [9]. Esto ayuda al diseño de las rutas de los autobuses, para los cuales se tienen en cuenta dos criterios: el primero es la distancia recta o euclidiana, la cual implica asumir un modelo de espacio continuo (isotrópico) y el segundo es la distancia rectangular o de Manhattan, misma que tras disponer de las coordenadas para el punto de origen y llegada, es propicia para ser usada en configuraciones de los callejones urbanos de tipo cuadrículado [10]. Para el diseño es importante considerar la accesibilidad, misma que es entendida como la potencialidad de un entorno que permite la interacción entre el individuo y la actividad que quiera realizar, cuyo desplazamiento hacia las mismas debe ser digno, oportuno, confiable y económico [11], [12].

Conjuntamente con lo mencionado acerca de la accesibilidad del individuo, es importante entender el concepto de sociedad hipertextual, el cual quiere decir que las personas existen en distintos campos sociales y por consiguiente estos se asocian con los equipamientos urbanos. Estos son considerados como puntos de interés, mismos que deben tener un nivel de accesibilidad congruente con la comodidad del individuo, que se traduce en distancias que oscilan entre 0 y 400 metros para caminatas de cinco minutos [13], [14], [15]. En ciudades monocéntricas supone un problema, por alta concentración de personas en el centroide de la misma, dado que la dotación de equipamientos que se encuentran alrededor del mismo centroide [16], [17].

Para el caso de la ciudad de Machala, provincia de El Oro, Ecuador, la accesibilidad a los centros educativos y mercados municipales constituye un problema de desigualdad, debido al nivel de accesibilidad que poseen algunos sectores de la ciudad sumado a que aproximadamente un 15% de la infraestructura destinada al transporte público no se encuentra en óptimas condiciones y se evidencia que las paradas existentes se encuentran en las zonas regeneradas de la ciudad [18], [19].

A lo recientemente mencionado, hay que añadir que, para mejorar el servicio de transporte público se debe tomar en cuenta que el mismo es manejado por entidades privadas [20]; por lo tanto, el punto de vista económico es importante para proponer un cambio de ruta a una línea del transporte público. Por tal motivo, el uso de un algoritmo adecuado para la optimización de una o varias rutas, es imperativo para el mejoramiento del servicio [21]. En vista de eso, a continuación, se presenta un análisis comparativo de las metodologías analizadas, en la tabla 1.

Tabla 1: Análisis comparativo de metodologías para el diseño de rutas óptimas.

Autores	Conocimiento	Métodos	Conclusiones	Referencias bibliográficas
Campos Vásquez Neicer, Cueva Clemente Carlos, Bautista Zuñiga Lucia Maribel, Sotomayor Burga Juan Luis	Determinar los distintos métodos algorítmicos que fueron aplicados para la optimización de las rutas del sistema del transporte urbano en distintas ciudades de Perú	Algoritmo genético (DIJKSTRA), algoritmo por enjambre de partículas PSO, algoritmo de colonia de hormigas ACO y algoritmo TABÚ SEARCH (TS)	Un algoritmo genético ofrece un panorama eficiente de la línea de transporte, pero dificulta definir la eficiencia entre las líneas y barrios. En cuanto al algoritmo tabú y pso el primero logró una mejor optimización en tiempo. El algoritmo de colonia de hormigas no se recomienda aplicarlo ya que no se concentra en el sistema de transporte en general, sino que en un solo sector.	[21]
Flavio Astolpho Vieira Souto Rezende, Renan M. Varnier Almeida, Flavio F. Nobre	El artículo utiliza los diagramas de voronoi para la definición de áreas de captación de las unidades sanitarias en río de janeiro	Diagramas de VORONOI clásico, diagrama de VORONOI ponderado	Una de las ventajas de aplicar los diagramas de voronoi a la definición de áreas de cobertura de las unidades de salud es la accesibilidad de los datos para su cálculo. También permite una división geográfica de la salud que no utilice criterios geopolíticos o empíricos.	[22]
Ana María Dos Santos Carnasciali, Luciene Stamato Delazari, Daniel Rodrigues Dos Santos	El estudio destaca el uso de diagramas de voronoi ordinario y de potencia para determinar áreas de cobertura que se aproximen más a la realidad topográfica de las ciudades.	Diagramas de VORONOI ordinario, diagramas de VORONOI de potencia.	Cuanto más se aproximen las zonas de cobertura a la realidad topográfica de las ciudades, mejores serán las respuestas obtenidas mediante los análisis espaciales. De este modo se pueden evitar conclusiones erróneas, ayudando de la toma decisiones sobre la ampliación o reducción de una red de servicios.	[23]
Iván Omar Cruz Ruiz, Pedro Lara Velázquez, Sergio G. De Los Cobos Silva, Eric A. Rincón García, Román A. Mora Gutiérrez, Miguel A. Gutiérrez Andrade	La investigación presenta un nuevo método para resolver laberintos cuadrados usando una versión aleatorizada de búsqueda a profundidad.	Algoritmo de DIJKSTRA, algoritmo de búsqueda profunda aleatorizada	El algoritmo de búsqueda profunda es un método muy eficiente para la solución de laberintos, observando los tiempos de ejecución, sin importar los métodos de generación de laberintos utilizado.	[24]
Restrepo Pedro Luis Ángel, Marín Sepulveda Luis Fernando	El artículo presenta un método basado en técnicas formales que permite determinar las rutas óptimas en un sistema vial	Algoritmo de FLOYD-WARSHALL	Se obtiene la secuencia de segmentos de recorridos mínimos entre la totalidad de los nodos en un grafo. En un modelo en grafos de un sistema vial permite encontrar las rutas óptimas y el valor de su recorrido entre los puntos de referencia.	[25]

1.1. Alcances Y Objetivos

Al aumentar el número de habitantes, y por ende el número de zonas urbanas, es inevitable que la demanda del servicio de transporte público aumente, tanto en número como en la necesidad de prestación de un servicio de buena calidad. Sin embargo, el servicio de transporte público no ha ido a la par de las necesidades de la población machaleña, teniendo como consecuencia que los habitantes no reciben un servicio eficiente. En consecuencia, se propone diseñar un modelo de recorrido de ruta de transporte público urbano, empleando un algoritmo de cálculo de ruta óptima, para el mejoramiento del servicio de la ciudad de Machala.

2. METODOLOGÍA

La metodología empleada enmarca dos tipos de investigación: bibliográfico y descriptivo. El enfoque bibliográfico, está sustentado en el análisis de contenido mediante la revisión bibliográfica de revistas, artículos, tesis de posgrado, tesis doctorales referentes a la aplicación de los diagramas de Voronoi y el algoritmo de Floyd-Warshall. El enfoque descriptivo permitirá un análisis de los datos obtenidos en referencia a la condición actual del servicio de transporte público y su posible mejoramiento, a través, de una herramienta matemática de optimización.

Tabla 2: Proceso Metodológico

Proceso	Descripción	Instrumento	Resultado	Referencias
Análisis de la accesibilidad de los centros educativos y mercados municipales en el área de estudio	<ul style="list-style-type: none"> Análisis de los Diagramas de Voronoi de los centros educativos públicos. Análisis de los Diagramas de Voronoi de los mercados municipales. 	<ul style="list-style-type: none"> Software ArcMap 10.5 	<ul style="list-style-type: none"> Mapa de cobertura de la ruta con referencia a los centros educativos Mapa de cobertura de la ruta con referencia a los mercados municipales 	<ul style="list-style-type: none"> [23] [24]
Análisis del algoritmo para calcular la ruta óptima.	<ul style="list-style-type: none"> Análisis de puntos de referencia del recorrido. Análisis de sentidos del recorrido. 	<ul style="list-style-type: none"> Software ArcMap 10.5 	<ul style="list-style-type: none"> Mapa de distribución de nodos en la zona de estudio. Modelo en grafos de la zona de estudio. 	<ul style="list-style-type: none"> [25] [26] [22]
Propuesta de Ruta Óptima	<ul style="list-style-type: none"> Aplicación del algoritmo de Floyd-Warshall para obtención de la ruta óptima. 	<ul style="list-style-type: none"> Software Microsoft Excel 	<ul style="list-style-type: none"> Mapa de la ruta optimizada. 	<ul style="list-style-type: none"> [25]

La descripción de este proceso contempla un análisis de la cobertura de los mercados municipales y centros educativos. Con la información recopilada del portal de la Empresa de Movilidad de Machala, se empleó el software ArcMap 10.5 para modelar una ruta actual y ubicar los centros educativos y mercados municipales de interés. Esto permitirá el trazo del grafo donde se encuentran los nodos y sentidos con sus respectivas distancias. Con ello se aplicará el algoritmo de Floyd-Warshall para encontrar la ruta más corta entre el inicio y final del recorrido original, destacando que para dicho cálculo solo se necesita el trazo de dicha ruta como referencia. Este método se caracteriza por emplear una matriz que se ajusta a tres criterios:

$$A_p \begin{cases} 0 & \text{si } i = j \\ P(v_i, v_j) & \text{si } i \neq j \text{ y } (v_i, v_j) \in A \\ \infty & \text{si } i \neq j \text{ y } (v_i, v_j) \notin A \end{cases} \quad (1)$$

Donde:

A_p = Matriz de pesos ponderados

i y j = Posición de pesos ponderados

$P(v_i, v_j)$ = Peso referente a la conexión de dos nodos adyacentes

(v_i, v_j) = Conexión entre dos nodos adyacentes

Para la elaboración de los Diagramas de Voronoi se tomaron en cuenta los centros educativos y mercados municipales como ejes. De manera manual el trazo de estos diagramas se realiza dibujando una línea recta perpendicular a la línea recta formada por la unión de dos ejes, este proceso se repite para todos los pares de ejes existentes en el plano. Las intersecciones entre las líneas perpendiculares trazadas se eliminan, generando así una superficie de aportación de cada eje. Sin embargo, en el presente trabajo de investigación se utilizó el software ArcMap 10.5, el cual solo necesita que se definan los ejes para los cuales se desea conocer su diagrama y el mismo realizará los trazos automáticamente.

Para la aplicación del algoritmo de Floyd-Warshall se deben tomar en cuenta los nodos y las distancias que conectan estos nodos. Los nodos utilizados se ubicaron, en su mayoría, en los cruces cada dos manzanas y las distancias se obtuvieron a partir del software ArcMap 10.5. Con estos datos se puede ensamblar la matriz de pesos y recorridos. En el encabezado horizontal y lateral de la misma se ubica la denominación de los nodos, la que puede ser: numérica, alfabética, o alfanumérica. Para la matriz de pesos se colocan las distancias que conectan los nodos del encabezado lateral con cada uno de los nodos del encabezado horizontal. En cambio, para la matriz de recorridos se copia la denominación de los nodos del encabezado horizontal en cada una de las filas de la matriz; a partir de ello se realizan las iteraciones aritméticas correspondientes al algoritmo. Es oportuno mencionar que el número de iteraciones es igual a la cantidad de nodos existentes.

2.1. Caso De Estudio

Para el caso de estudio, el universo comprendió las calles urbanas de la ciudad de Machala, donde la población corresponde a las rutas de transporte público urbano, las cuales según la Empresa de Movilidad de Machala cuenta con veinte líneas que cubren diferentes sectores de la ciudad. Para la selección de la muestra, se aplicó el método de sistemático, donde se seleccionó a la "Línea 2", que cuenta con una distancia de recorrido de 25336.49 metros. Además, se define el punto inicial y final del recorrido, cuya referencia es la Gasolinera Terpel, tal como se muestra en la figura 1.

3. RESULTADOS

Se consideraron a los centros educativos y mercados municipales como ejes para la elaboración de los diagramas de Voronoi, dado que satisfacen dos de los servicios básicos más importantes para los habitantes de una ciudad; educación y abastecimiento (alimento, vestimenta, etc.) y además son instituciones públicas. Con la investigación bibliográfica realizada, se sustentó la propuesta metodológica descrita en la tabla 1, la cual engloba los procesos y análisis utilizados por los autores mencionados en la tabla 2. Se tomará como caso de estudio la ruta de la Línea 2 de la Ciudad de Machala, la que se puede apreciar en la figura 1.

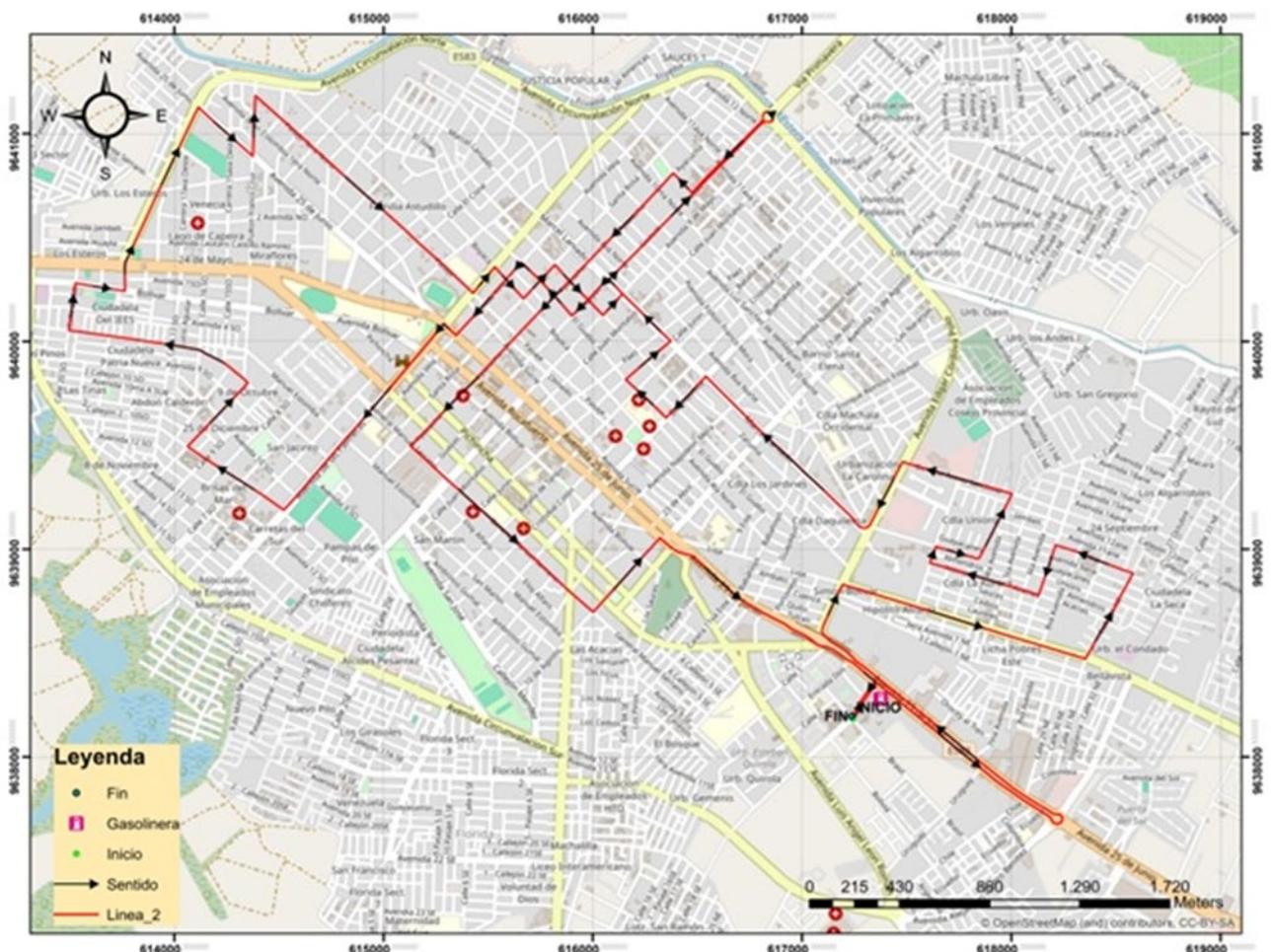


Figure 1: Recorrido de la Línea 2 en la ciudad de Machala.

3.1. Análisis De La Accesibilidad De Los Centros Educativos Y Mercados Municipales En El Área De Estudio.

3.1.1. Análisis De Los Diagramas De Voronoi De Los Centros Educativos Públicos.

Se realizaron los diagramas de Voronoi con referencia a los principales centros educativos públicos de la ciudad de Machala. Seguido a esto se trazó la ruta original de la “Línea 2” y se observan las áreas que cubriría, conjuntamente con los equipamientos a los que daba acceso a la población, tal como se puede apreciar en la figura 2. Las áreas de cobertura resultantes se encuentran tabuladas en la tabla 3. Estas áreas muestran desde un punto de vista geométrico qué zonas de la ciudad, tanto los centros educativos como los mercados municipales, tienen acceso directo a estos; es decir, que en su recorrido no encontrarán otra institución de la misma categoría. Cabe destacar que las áreas se obtuvieron a través del software ArcMap 10.5.

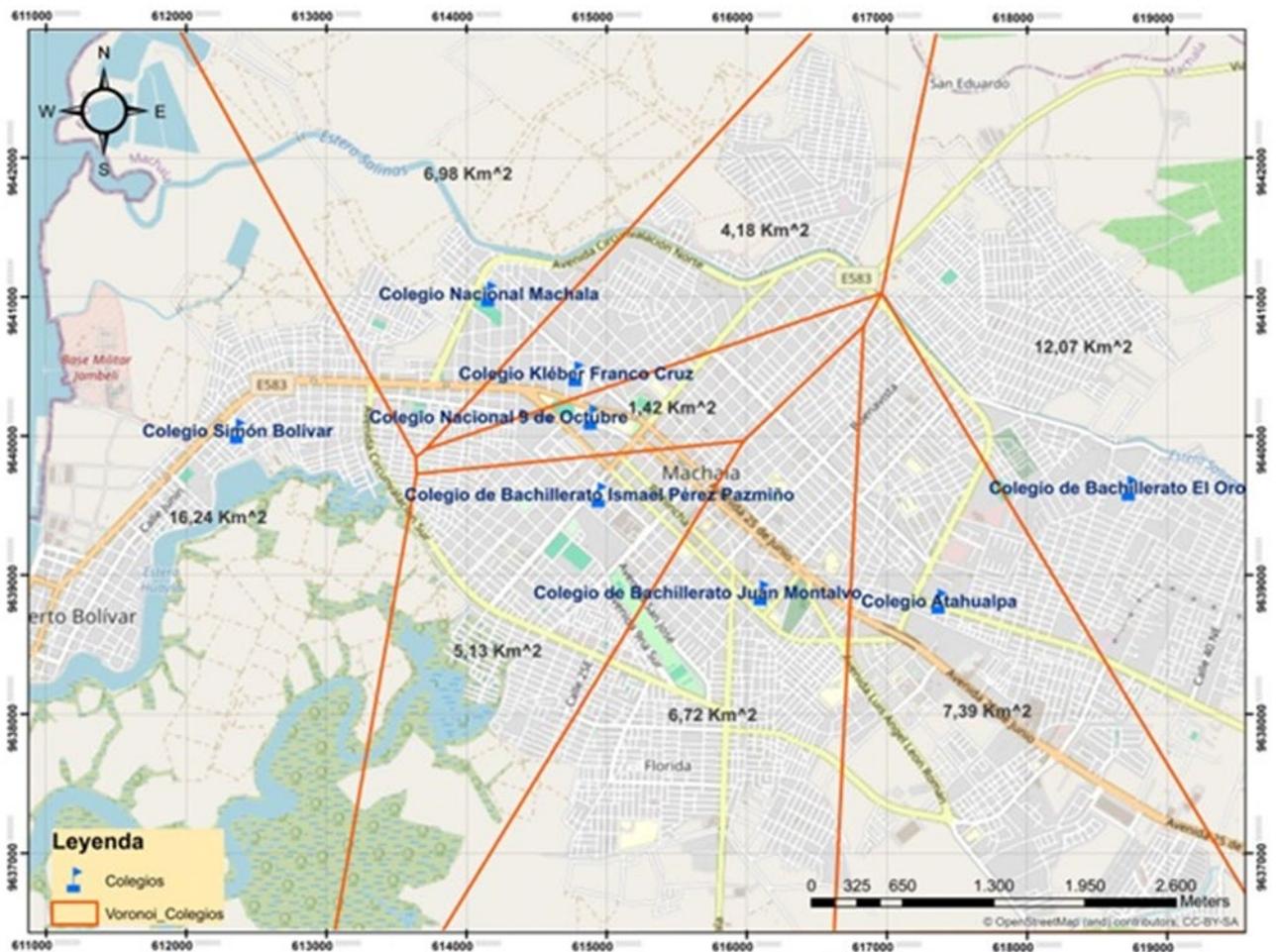


Figura 2: Diagrama de cobertura con referencia a centros educativos.

Tabla 3: Áreas de cobertura de los centros educativos de la ciudad de Machala.

Institución	Área de cobertura (km ²)
Colegio Nacional 9 de octubre	1.42
Colegio Kléber Franco Cruz	4.18
Colegio de Bachillerato Ismael Pérez Pazmiño	5.13
Colegio de Bachillerato Juan Montalvo	6.72
Colegio Nacional Machala	6.98
Colegio Atahualpa	7.39
Colegio de Bachillerato El Oro	12.07
Colegio Simón Bolívar	16.24

Con los resultados descritos en la tabla 3 se puede observar que el centro educativo “Colegio Simón Bolívar” es el que presenta una mayor área de cobertura; sin embargo, como se muestra en la figura 2, la mayoría de dicha superficie no es una zona urbanizada lo que significa que una menor cantidad de estudiantes debe ser movilizadada hacia ese centro educativo. Por otro lado, el “Colegio de Bachillerato Montalvo”, si bien su área de cobertura es menor en comparación a la institución anterior, se puede observar que casi la totalidad de dicha área es zona urbana; por ende, una mayor cantidad de estudiantes necesita ser movilizadada a esta institución educativa.

3.1.2. Análisis De Los Diagramas De Voronoi De Los Centros Educativos Públicos.

Se realizaron los Diagramas de Voronoi con referencia a los mercados municipales de la ciudad de Machala. Seguido a esto se trazó la ruta original de la “Línea 2” y se observaron las áreas que cubría, conjuntamente con los equipamientos a los que daba acceso a la población, tal como se puede apreciar en la figura 3. Las áreas de cobertura resultantes se encuentran tabuladas en la tabla 4.

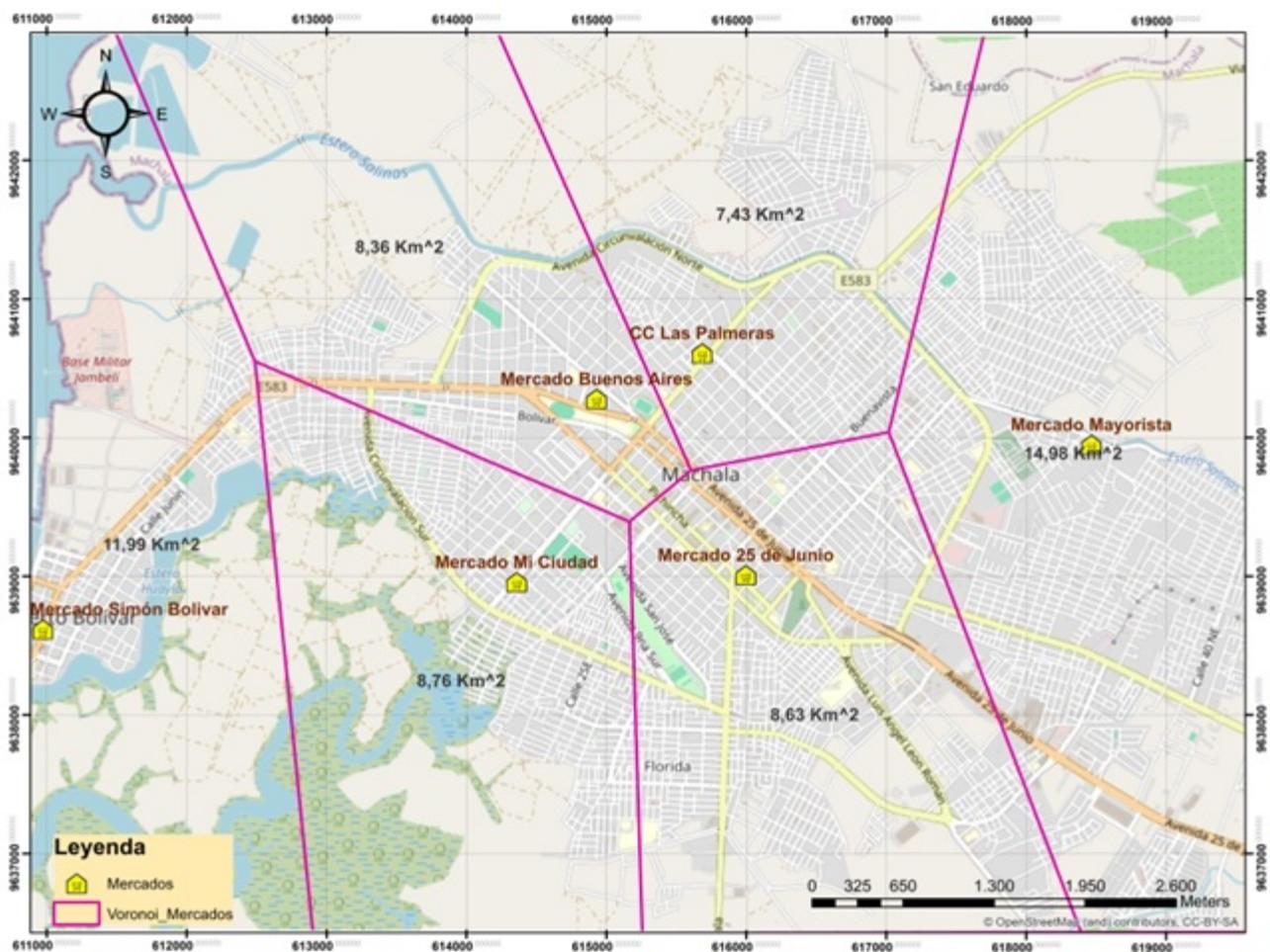


Figura 3: Diagrama de cobertura con referencia a los mercados municipales

Tabla 4: Áreas de cobertura de los mercados municipales de la ciudad de Machala

Institución	Área de cobertura (km²)
CC Las Palmeras	7.43
Mercado Buenos Aires	8.36
Mercado 25 de junio	8.63
Mercado Mi Ciudad	8.76
Mercado Simón Bolívar	11.99
Mercado Mayorista	14.98

Con los datos descritos en la tabla 4, se observa que los mercados situados en la zona céntrica de la ciudad poseen áreas de cobertura similares, lo que significaría que están mejor distribuidos. La figura 3 ayuda a comprender mejor, que ocurre un fenómeno similar al que ocurrió en el análisis de los centros educativos; existiendo mercados cuyas áreas poseen más zonas deshabitadas que habitadas, por lo tanto, estos abastecerían a una menor cantidad de familias, como es el caso del mercado “Mi ciudad” y “Simón Bolívar”.

A diferencia de otros, como el mercado “Mayorista” y “25 de junio” que si poseen zonas habitadas casi en su totalidad, entonces abastecerían a más familias.

3.2. Análisis Del Algoritmo Para Calcular La Ruta Óptima

3.2.1. Análisis De Puntos De Referencia Del Recorrido.

Para la elección de los nodos del diagrama, los cuales son necesarios para el ensamblaje de la matriz de pesos y recorridos y con ello realizar los cálculos debidos, queda a criterio del diseñador la ubicación de los mismos; sin embargo, se recomienda fundamentar dicha ubicación con métodos técnicos. Para este caso se tomará de guía el recorrido existente, el cual será optimizado con la aplicación del algoritmo de Floyd-Warshall para el cálculo de ruta óptima. La distribución de estos nodos en el área de estudio se observa en la figura 4.

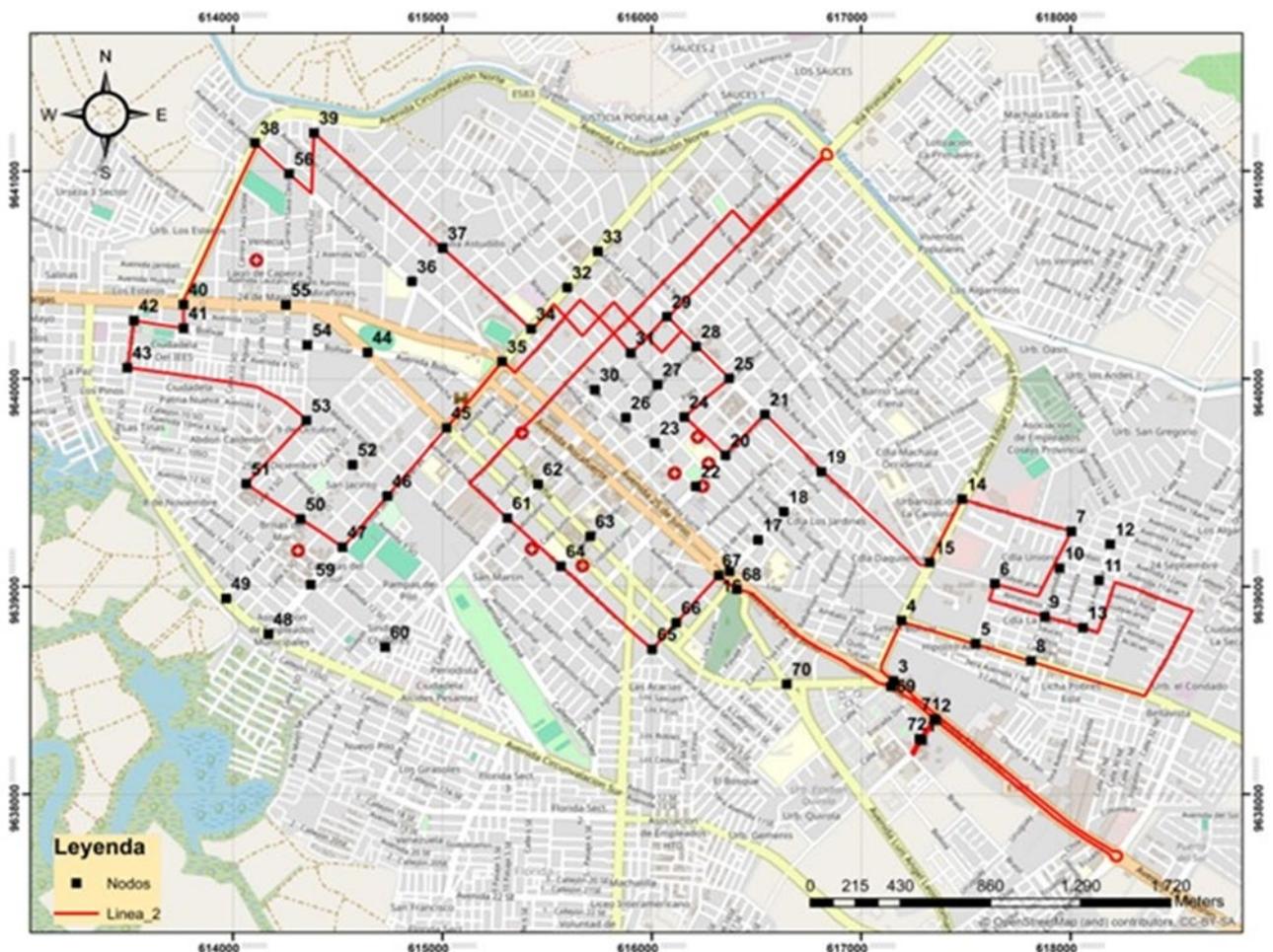


Figura 4: Distribución de nodos

3.2.2. Análisis De Sentidos Del Recorrido.

En esta etapa se conectan los nodos tomando el inicio y el final del recorrido por cada par de nodos. Dichas conexiones coinciden con el sentido ya establecido en la vía de análisis. En la figura 5 se observa el grafo o diagrama resultante de realizar todas las debidas conexiones y distancias.

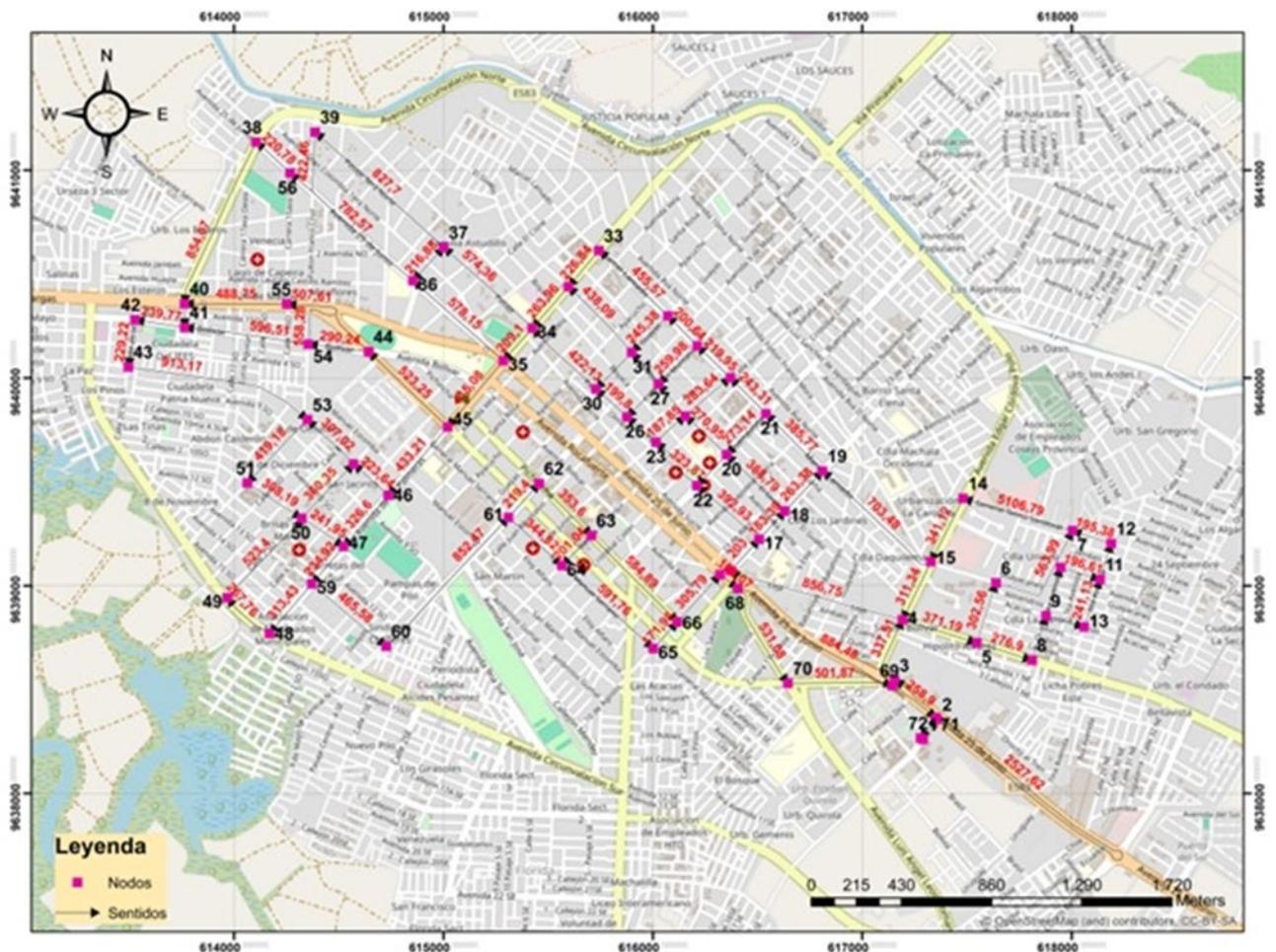


Figure 5: Conexión de nodos y distancias respectivas

3.3.Propuesta De Ruta Óptima.

3.3.1. Aplicación Del Algoritmo De Floyd warshall Para Obtención De La Ruta Óptima..

Para el cálculo de la ruta óptima se aplicó el algoritmo de Floyd Warshall, el cual consiste en la elaboración de una matriz, denominada matriz de pesos ponderados, que contiene las distancias entre nodos considerando el sentido de recorrido de cada uno de ellos. Debido a que existen un gran número de nodos, exactamente 72, se optó por dividir al diagrama en seis circuitos, los cuales están descritos en la tabla 5, lo que facilita el cálculo y manejo de resultados.

Cabe destacar que los datos expuestos en la tabla 5 comprenden la totalidad de la ruta optimizada, de la misma se puede realizar una suma en la columna de distancias la cual resulta en 17749,97 metros.

Tabla 5: Descripción de recorridos por cada circuito

Circuito	Nodo Inicial	Nodo Final	Distancia (m)	Recorrido
1	1	15	5016,81	1-2-3-4-5-6-7-14-15
2	15	20	1362,66	15-19-21-20
3	20	34	1921,55	20-24-25-28-29-33-34
4	34	41	2758,59	34-35-36-56-38-40-41
5	41	59	2586,4	41-42-43-53-51-50-47-59
6	59	72	4103,96	59-60-61-64-65-66-67-68-69-71-72

La columna de "Recorrido" muestra cuales son los nodos por los que pasa la ruta optimizada, considerando la división en circuitos que se realizó en un principio. A continuación, la figura 6 muestra la ruta óptima calculada. En términos de tiempo, según la Ley Orgánica de Transporte Terrestre Tránsito y Seguridad Vial en el Art. 214S la velocidad permitida en espacios públicos no debe exceder 30 km/h, por lo tanto, al tomar este valor como velocidad media, se puede estimar que el tiempo de recorrido para el viaje original es de aproximadamente 51 minutos; luego de la aplicación del algoritmo se reduce a 35 minutos.

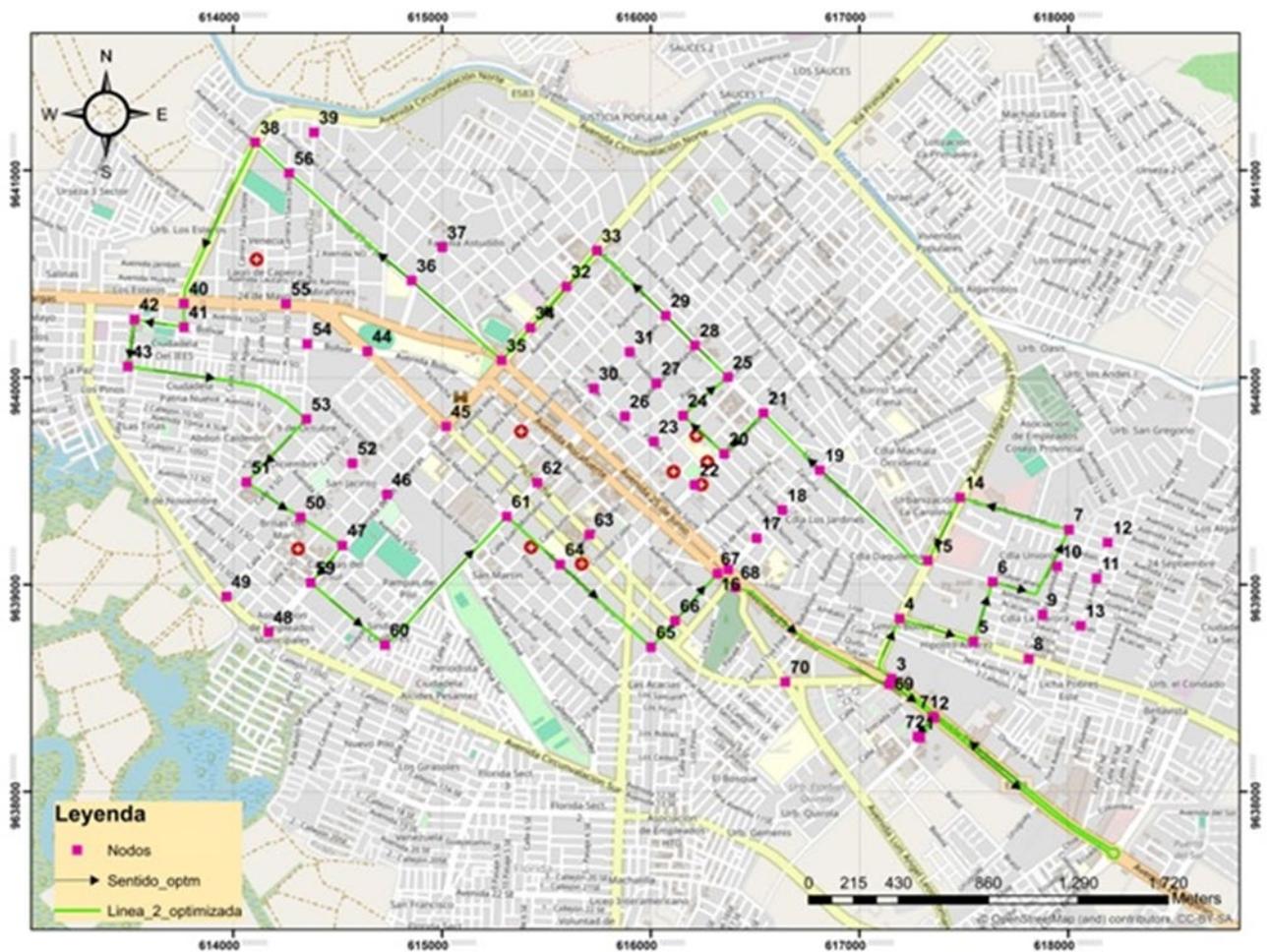


Figura 6: Ruta optimizada a través del algoritmo de Floyd-Warshall

4. DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos sugieren que aplicar el algoritmo de Floyd-Warshall puede reducir significativamente la distancia y el tiempo de recorrido de una línea de transporte público, convirtiéndolo en una herramienta crucial para el diseño de sistemas de transporte público óptimos. Sin embargo, en el presente trabajo, se decidió dividir a todo el grafo que conectaba los 72 puntos en 6 circuitos con la finalidad de volver más cómodos los cálculos a realizar. Esto conlleva a considerar que se generarán 4 tipos de grafos: circular cerrado, es decir que el inicio y el final del grafo están conectado por al menos un camino; circular de inicio abierto, donde el fin del grafo tiene conexión con los demás nodos, pero no se puede volver a conectar con el inicio por ningún camino; circular de fin abierto, similar al anterior no puede conectarse con el inicio del grafo pero este punto inicial si tiene conexión con los demás nodos y, finalmente, el de inicio y fin abierto, el cual se refiere a que el recorrido inicio a fin solo tiene un solo sentido.

Es importante destacar estos eventos, ya que los casos de inicio abierto y fin abierto se presentaron en la aplicación del algoritmo en los circuitos generados. Por ende, condiciona la lectura de resultados en la matriz final de cada circuito, es decir, las distancias y los nodos de la ruta optimizada estarán dispuestos de forma horizontal en la matriz. Esto es diferente cuando ocurre el caso ideal, el cual es el grafo circular cerrado, donde los resultados están dispuestos en la columna del nodo al cual se quiere llegar.

5. CONCLUSIONES

Con la investigación bibliográfica realizada se encontraron diversos algoritmos que permiten conocer la ruta óptima entre puntos dados. Consecuentemente, el algoritmo elegido para realizar dicho cálculo fue el de Floyd-Warshall, ya que operacionalmente es más sencillo de utilizar, ofrece las distancias que se deben recorrer entre puntos y los puntos por los cuales se conecta dicho recorrido.

Se diseñó la ruta de transporte público optimizada para el caso de estudio, Línea 2, utilizando los diagramas de Voronoi para visualizar las áreas de incidencia de los centros educativos y mercados municipales seleccionados. Con esto fue posible realizar la distribución de nodos, los cuales se ubicaron dentro de las áreas de incidencia para optimizar la ruta original de esta línea. Luego de la aplicación de las herramientas matemáticas descritas en este trabajo, la distancia de recorrido de la Línea 2 se redujo a 17749,97 metros, lo que significa una disminución del 29,94% respecto al recorrido original sin perder conexión con los principales equipamientos urbanos.

Es importante mencionar que este resultado se logró considerando una sola variable, la cual es la distancia de recorrido, y el uso de un algoritmo que usa un proceso aritmético; por lo tanto, se puede mejorar y afinar este resultado tomando en cuenta variables como: carriles exclusivos para autobuses, tiempo de detención por semáforos, tiempo de detención en paradas y estaciones para autobuses, volumen demográfico y la intención de viaje de las personas.

1. F. J. Rosas, P. L. Jiménez, y J. R. Calderón, "Movilidad y desarrollo urbano: una revisión de los factores estratégicos de su gobernanza y sostenibilidad", 2022, doi: <https://doi.org/10.20983/epd.2022.70>.
2. I. Navarro, P. Galilea, R. Hidalgo, y R. Hurtubia, "Transporte y su integración con el entorno urbano: ¿cómo incorporamos los beneficios de elementos urbanos en la evaluación de proyectos de transporte?", 2018, Consultado: el 24 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=19655175007>
3. D. Hernández y R. Witter, "ENTRE LA INGENIERÍA Y LA ANTROPOLOGÍA: HACIA UN SISTEMA DE INDICADORES INTEGRADO SOBRE TRANSPORTE PÚBLICO Y MOVILIDAD", *Revista Transporte y Territorio*, vol., núm. 4, pp. 29–46, 2011, Consultado: el 24 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=333027082003>
4. C. C. Seguel y G. A. Villarroel, "Acceso a equipamiento urbano y calidad de vida. Quilpué y Villa Alemana, Chile", *Bitácora Urbano Territorial*, vol. 30, núm. 3, pp. 263–275, sep. 2020, doi: <https://doi.org/10.15446/bitacora.v30n3.86844>.
5. P. F. Zapata Cabrera, "Modelo de planificación del transporte público urbano colectivo que permita mejorar la accesibilidad del usuario en la ciudad de Machala del cantón Machala, Provincia de El Oro", 2022, Consultado: el 20 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.utmachala.edu.ec/handle/48000/19102>
6. Ó. Sánchez-Flores y J. Romero-Torres, "Factores de calidad del servicio en el transporte público de pasajeros: estudio de caso de la ciudad de Toluca, México", *Economía Sociedad y Territorio*, vol. 32, pp. 49–80, ene. 2010, doi: <https://doi.org/10.22136/EST002010152>.
7. H. Roa, C. Rojas, J. A. Carrasco, y A. Tudela, "MOVILIDAD URBANA E INDICADORES DE EXCLUSIÓN SOCIAL DEL SISTEMA DE TRANSPORTE: EVIDENCIA EN UNA CIUDAD INTERMEDIA CHILENA", *Revista Transporte y Territorio*, vol., núm. 8, pp. 45–64, 2013, Consultado: el 25 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=333027381004>
8. D. G. Hidrovo, E. K. Meza, y F. G. Romero, "Impacto ambiental del parque automotor del Cantón Quevedo", *Revista Caribeña de Ciencias Sociales*, oct. 2016, Consultado: el 25 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.eumed.net/rev/caribe/2016/10/automotor.html>
9. C. V. Velásquez M., "Espacio público y movilidad urbana. Sistemas Integrados de Transporte Masivo (SITM)", *TDX (Tesis Doctorals en Xarxa)*, nov. 2015, Consultado: el 19 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.tdx.cat/handle/10803/319707>
10. A. M. Jiménez, "Delimitación y predicción del área de mercado para establecimientos de servicios a los consumidores con sistemas de información geográfica", *Estud Geogr*, vol. 63, núm. 247, pp. 279–302, jun. 2002, doi: <https://doi.org/10.3989/EGEOGR.2002.I247.253>.
11. M. Jara y J. A. Carrasco, "Indicadores de Inclusión Social, Accesibilidad y Movilidad: Experiencias desde la Perspectiva del Sistema de Transporte | Estudios de Transporte", *Revista Estudios de Transporte*, vol. 14, pp. 18–25, may 2010, Consultado: el 26 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.estudiosdetransporte.org/sochitran/article/view/105>
12. G. A. Romero y D. R. Lugo-Morín, "El estado del arte de la movilidad del transporte en la vida urbana en ciudades latinoamericanas", *Revista Transporte y Territorio*, vol. 0, núm. 19, pp. 133–157, dic. 2018, doi: <https://doi.org/10.34096/RTT.119.5329>.
13. F. Ascher, "Ciudades con velocidad y movilidad múltiples: un desafío para los arquitectos, urbanistas y políticos", *ARQ (Santiago)*, núm. 60, pp. 11–19, jul. 2005, doi: <https://doi.org/10.4067/S0717-69962005006000002>.
14. J. S. Shah y B. Adhvaryu, "Public Transport Accessibility Levels for Ahmedabad, India", *J Public Trans*, vol. 19, núm. 3, p. 2, sep. 2016, doi: <http://doi.org/10.5038/2375-0901.19.3.2>.
15. M. Esquivel-Cuevas, O. A. Hernández-Mercado, y R. Garnica-Monroy, "Modelo de Accesibilidad Peatonal (MAP). Índice de Accesibilidad Peatonal a Escala Barrial", *Revista Bitácora Urbano Territorial*, vol. 23, núm. 2, pp. 21–30, 2013, Consultado: el 26 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=74830874004>

16. F. J. H. Gene y R. G. Berrocal, "Accesibilidad física de la población a servicios de salud pública en San Pelayo y Cereté, Córdoba, Colombia, año 2015", *Perspectiva Geográfica*, vol. 22, núm. 2, pp. 67–84, dic. 2017, doi: <https://doi.org/10.19053/01233769.7599>.
17. N. E. Cabrera Jara, D. A. Orellana Vintimilla, M. A. Hermida Palacios, y P. E. Osorio Guerrero, "Evaluando la sustentabilidad de la densificación urbana. Indicadores y su dimensión espacial en el caso de Cuenca (Ecuador)", *Bitácora Urbano Territorial*, vol. 25, núm. 2, p. 21, jul. 2016, doi: <https://doi.org/10.15446/bitacora.v2n25.49014>.
18. D. Hernández, "Activos y estructuras de oportunidades de movilidad. Una propuesta analítica para el estudio de la accesibilidad por transporte público, el bienestar y la equidad", *Revista EURE - Revista de Estudios Urbano Regionales*, vol. 38, núm. 115, sep. 2012, doi: <https://doi.org/10.4067/S0250-71612012000115000114>.
19. Y. P. Medina Sánchez, "Plan de control operacional de la transportación pública en la ciudad de Machala", 2016, Consultado: el 27 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/6143>
20. A. S. Condo y Armijos, "Metodología para la evaluación del transporte público colectivo que permita una movilidad urbana sostenible para ciudades de hasta 300.000 habitantes.", 2022, Consultado: el 27 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.utmachala.edu.ec/handle/4800/19257>
21. N. Campos, C. C. Cueva, y L. M. Bautista, "Métodos Algorítmicos para la optimización de rutas en el Sistema del Transporte Urbano", en *The 1st LACCEI International Multi-Conference on Entrepreneurship, Innovation, and Regional Development: "Ideas to Overcome and Emerge from the Pandemic Crisis"*, Latin American and Caribbean Consortium of Engineering Institutions, ene. 2021. doi: <https://doi.org/10.18687/LEIRD2021.1.1.32>.
22. F. A. Rezende, R. M. Almeida, y F. F. Nobre, "Diagramas de Voronoi para a definição de áreas de abrangência de hospitais públicos no Município do Rio de Janeiro", *Cad Saude Publica*, vol. 16, núm. 2, pp. 467–475, 2000, doi: <https://doi.org/10.1590/S0102-311X2000000200017>.
23. A. M. dos S. Carnasciali, L. S. Delazari, y D. R. dos Santos, "Determinação de áreas de abrangência de agência bancária pelo diagrama de Voronoi com obstáculos", *Boletim de Ciências Geodésicas*, vol. 17, núm. 2, pp. 200–217, 2011, doi: <https://doi.org/10.1590/S1982-21702011000200003>.
24. I. O. Cruz-Ruiz, P. Lara-Velázquez, S. G. De-Los-Cobos-Silva, E. A. Rincón-García, R. A. Mora-Gutiérrez, y M. A. Gutiérrez-Andrade, "Un algoritmo estocástico para resolver laberintos", *Revista de Matemática: Teoría y Aplicaciones*, vol. 26, núm. 2, pp. 319–338, ago. 2019, doi: <https://doi.org/10.15517/RMTA.V26I2.38322>.
25. P. Luis, A. Restrepo, L. Fernando, y M. Sepulveda, "Un método computacional para la obtención de rutas óptimas en sistemas viales", *Dyna (Medellin)*, vol. 78, núm. 167, pp. 112–121, 2011, Consultado: el 26 de septiembre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=49622358013>