



**STUDIUL CAPACITĂȚII PORTANTE ȘI A
MODURILOR DE CEDARE ALE
STĂLPILOR LINIILOR ELECTRICE
AERIENE SUB EFECTUL ACȚIUNII
VĂNTULUI** by Feleki Attila

From Quick Submit (Quick Submit)

Similarity Index	Similarity by Source
8%	Internet Sources: 7% Publications: 4% Student Papers: 4%

Processed on 13-Apr-2021 9:37 AM

CEST

ID: 1557966787

Word Count: 54608

sources:

- 1

1% match (Internet from 10-Jun-2020)

<https://pt.scribd.com/document/379942903/Revizia-NTE-003-si-Anexe-09-09-2015-doc>
- 2

< 1% match (Internet from 04-Feb-2017)

<http://constructii.utcluj.ro/anunturi-arhiva-mecon-doctorat/teza-de-doctorat-lucian-andrei-bredean.html?file=files%2Ffanunturi%2Fteza+de++doctorat++Lucian+Bredean++Draft1.pdf>
- 3

< 1% match (Internet from 12-Jul-2016)

<http://documents.tips/documents/transportul-si-distributia-energiei-electrice-55b07df649325.html>
- 4

< 1% match (Internet from 13-Apr-2021)

<https://www.digi24.ro/stiri/economie/energie/foto-stalpi-de-inalta-tensiune-pusi-la-pamant-de-furtuna-enel-73-de-localitati-afectate-de-pene-de-curent-795263>
- 5

< 1% match (Internet from 13-Apr-2021)

<http://economie.hotnews.ro/stiri-energie-21097750-transelectrica-furtunile-doborat-mai-multi-stalpi-din-reteaua-transport-energiei-electrice-judetul-mures.htm>
- 6

< 1% match (Internet from 10-Dec-2020)

<http://www.jgeng.com/volume10-issue9-2.php>
- 7

< 1% match (student papers from 13-Jul-2020)

[Submitted to Technical University of Cluj-Napoca on 2020-07-13](#)
- 8

< 1% match (student papers from 05-Jun-2020)

[Submitted to Technical University of Cluj-Napoca on 2020-06-05](#)
- 9

< 1% match (Internet from 31-Aug-2018)

http://transelectrica.ro/-/transelectrica-se-confrunta-cu-un-incident-de-natura-infractionala-care-atenteaza-la-securitatea-sistemului-electroenergetic-nation-1?page=2&results_per_page=30
- 10

< 1% match (publications)

[Jiajun Si, Xiaoming Rui, Liu Bin, Lixian Zhou, Shengchun Liu, "Development of a Wind Spoiler Anti-Galloping Device for Bundle Conductors of UHV Overhead Transmission Lines", IEEE Transactions on Power Delivery, 2020](#)
- 11

< 1% match (Internet from 08-Jul-2020)

<https://www.hindawi.com/journals/ace/2014/258148/>
- 12

< 1% match (Internet from 10-Jan-2021)

<https://sciencepubco.com/index.php/ijet/article/view/23098>
- 13

< 1% match (Internet from 01-Jun-2020)

<http://legislatie.just.ro/Public/DetaliuDocument/222592>
- 14

< 1% match (Internet from 28-Aug-2018)

<https://www.acue.ro/sites/default/files/documents/books/71-raportindicatorperformantasisistareatehnica2016.pdf>
- 15

< 1% match (Internet from 13-Apr-2021)

<https://observatornews.ro/eveniment/timis-buzau-familii-fara-curent-electric-viscol-278705.html>
- 16

< 1% match (publications)

[Jiayue Xue, Zhongming Xiang, Ge Ou, "Predicting single freestanding transmission tower time history response during complex wind input through a convolutional neural network based surrogate model", Engineering Structures, 2021](#)

- 17 < 1% match (Internet from 21-May-2020)
<https://lege5.ro/Gratuit/geydanjxgm/normativul-feroviar-infrastructura-feroviara-instalatii-fixe-tractiune-electrica-conductor-de-protectie-principal-parte-a-1-calcul-mecanic-din-23112006/3>
-
- 18 < 1% match (Internet from 27-May-2020)
<https://id.scribd.com/doc/267131752/Volum-CM13>
-
- 19 < 1% match (Internet from 21-Jul-2018)
<http://romwoodhouse.ro/images/P100-1-2013.pdf>
-
- 20 < 1% match (publications)
[VIDAL ANTONIO AGUILERA COGLEY. "ENFERMEDADES FÚNGICAS DE LOS CÍTRICOS EN PANAMÁ. ESTUDIO PARTICULAR DE LA MANCHA GRASIENTA CAUSADA POR Mycosphaerellaceae". Universitat Politecnica de Valencia, 2016](#)
-
- 21 < 1% match (Internet from 19-Nov-2020)
<https://publicaciones.eafit.edu.co/index.php/ingciencia/article/view/6314>
-
- 22 < 1% match (student papers from 02-May-2020)
[Submitted to University of Edinburgh on 2020-05-02](#)
-
- 23 < 1% match (Internet from 20-May-2020)
<https://de.slideshare.net/NickGageanu/normativ-lea-1000v>
-
- 24 < 1% match (Internet from 29-Oct-2016)
<http://docslide.us/documents/jrc-steel.html>
-
- 25 < 1% match (Internet from 07-Feb-2017)
<http://www.ie.asm.md/assets/images/img/pdf/A-40.pdf>
-
- 26 < 1% match (Internet from 09-Nov-2017)
<http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/134960/Evaluacion-tecnico-economica-sobre-uso-de-dispositivos-de-mitigacion-climatica-en-lineas.pdf?sequence=1>
-
- 27 < 1% match (Internet from 02-Dec-2018)
<http://serc.res.in/jose/contents.html>
-
- 28 < 1% match (Internet from 12-May-2020)
<https://www.scientific.net/AMM.483.289>
-
- 29 < 1% match (Internet from 02-Jun-2020)
<https://ro.scribd.com/document/410919291/Teza-Doctorat-loana-Cristina-TOMASCU-pdf>
-
- 30 < 1% match (Internet from 28-Jun-2020)
<https://open.library.ubc.ca/cIRcle/collections/ubctheses/24/items/1.0386817>
-
- 31 < 1% match (publications)
[Yinggang Nan, Chang Wang, Gang-Ding Peng, Tuan Guo et al. "Real-Time Monitoring of Wind-Induced Vibration of High-Voltage Transmission Tower Using an Optical Fiber Sensing System". IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement, 2020](#)
-
- 32 < 1% match (student papers from 08-Sep-2020)
[Submitted to Technical University of Cluj-Napoca on 2020-09-08](#)
-
- 33 < 1% match (Internet from 03-Nov-2017)
<http://nardus.mpn.gov.rs/bitstream/handle/123456789/4831/Disertacija482.pdf?isAllowed=y&sequence=1>
-
- 34 < 1% match (Internet from 26-Jun-2019)
<https://dergipark.org.tr/download/article-file/640930>
-
- 35 < 1% match (Internet from 07-Apr-2021)
<https://www.hindawi.com/journals/ace/2020/8847866/>
-
- 36 < 1% match (publications)
[Nafary Gathimba, Yasuo Kitane. "Effect of surface roughness on tensile ductility of artificially corroded steel plates". Journal of Constructional Steel Research, 2021](#)
-

- 37 < 1% match (student papers from 19-Mar-2021)
[Submitted to University of Oxford on 2021-03-19](#)
-
- 38 < 1% match (Internet from 13-Apr-2021)
https://adevarul.ro/locale/tulcea/bilantul-codului-portocaliu-judetul-tulcea-115-stalpi-medie-tensiune-fost-rupti-zeci-localitati-lasate-curent-electric-1_5a632714df52022f75b2afc4/index.html
-
- 39 < 1% match (student papers from 31-Jan-2021)
[Submitted to Ain Shams University on 2021-01-31](#)
-
- 40 < 1% match (Internet from 20-Apr-2012)
<http://jsfjx.com/ShowProDetail1749.htm>
-
- 41 < 1% match (publications)
[Simon Prud'homme, Frederic Legeron, Sébastien Langlois. "Calculation of wind forces on lattice structures made of round bars by a local approach", Engineering Structures, 2018](#)
-
- 42 < 1% match (publications)
[Wenjuan Lou, Zuopeng Wen, Hongchao Liang. "A multi-objective optimization framework for anti-galloping of UHV transmission lines using MTTMD based on weighted satisfaction", IEEE Transactions on Power Delivery, 2021](#)
-
- 43 < 1% match (student papers from 10-Jul-2020)
[Submitted to Technical University of Cluj-Napoca on 2020-07-10](#)
-
- 44 < 1% match (Internet from 13-Nov-2020)
<https://openaccess.city.ac.uk/view/divisions/EEENGI/2010.html>
-
- 45 < 1% match (Internet from 07-Apr-2021)
<https://www.hindawi.com/journals/ace/2020/8817809/>
-
- 46 < 1% match (Internet from 06-Aug-2020)
https://mafiadoc.com/modelling-and-parameter-identification_5c84129d097c47ee7d8b6080.html
-
- 47 < 1% match (publications)
[Qiang Xie, Jian Zhang. "Experimental study on failure modes and retrofitting method of latticed transmission tower", Engineering Structures, 2021](#)
-
- 48 < 1% match (student papers from 11-Aug-2020)
[Submitted to University of Southern Queensland on 2020-08-11](#)
-
- 49 < 1% match (Internet from 10-Jun-2019)
<https://www.worldscientific.com/doi/pdfplus/10.1142/S0219455418501092>
-
- 50 < 1% match (Internet from 12-Mar-2021)
<https://www.revistaconstructiilor.eu/index.php/2019/08/01/evaluarea-rezistentei-la-colaps-progresiv-a-sistemelor-de-rafturi-metalice-in-urma-unui-impact-accidental/>
-
- 51 < 1% match (student papers from 01-Feb-2021)
[Submitted to UTEC Universidad de Ingenieria & Tecnologia on 2021-02-01](#)
-
- 52 < 1% match (Internet from 18-Oct-2017)
<http://www.gf.uns.ac.rs/~zbornik/doc/ZR30.03.pdf>
-
- 53 < 1% match (Internet from 03-Jul-2018)
<https://core.ac.uk/download/pdf/131250994.pdf>
-
- 54 < 1% match (student papers from 26-Sep-2016)
[Submitted to Universiti Tenaga Nasional on 2016-09-26](#)
-
- 55 < 1% match (student papers from 03-Sep-2019)
[Submitted to Cranfield University on 2019-09-03](#)
-
- 56 < 1% match (student papers from 14-Sep-2020)
[Submitted to Koc University on 2020-09-14](#)

57	< 1% match (Internet from 30-Jun-2020) http://www.imo.org.tr/resimler/dosya_ekler/0a434330d21f04a_ek.pdf?dergi=1475
58	< 1% match (Internet from 06-Jul-2020) https://www.unitbv.ro/documente/cercetare/doctorat-postdoctorat/abilitare/teze-de-abilitare/butnariu-silviu/05-Butnariu_Teza_abilitare_RO.pdf
59	< 1% match (publications) Juan Vicente Capella Hernández. "Redes inalámbricas de sensores: Una nueva arquitectura eficiente y robusta basada en jerarquía dinámica de grupos", Universitat Politècnica de Valencia, 2010
60	< 1% match (student papers from 08-Jul-2014) Submitted to Stefan cel Mare University of Suceava on 2014-07-08
61	< 1% match (student papers from 03-Jul-2018) Class: Quick Submit Assignment: Quick Submit Paper ID: 980137965
62	< 1% match (Internet from 17-Mar-2021) https://hcl.usr.ro/ploiesti/2019/h548
63	< 1% match (Internet from 01-Aug-2020) https://www.hindawi.com/journals/sv/2017/1205976/
64	< 1% match (publications) Alicja K. Krella, Dominika E. Zakrzewska, Artur Marchewicz. "The resistance of S235JR steel to cavitation erosion", Wear, 2020
65	< 1% match (student papers from 11-Mar-2017) Submitted to Stefan cel Mare University of Suceava on 2017-03-11
66	< 1% match (Internet from 09-Nov-2014) http://www.ce.tuiasi.ro/~bipcons/Archive/265.pdf
67	< 1% match (Internet from 31-May-2015) http://www.uacg.bg/filebank/att_5762.pdf
68	< 1% match (Internet from 30-Sep-2020) https://www.springerprofessional.de/deformability-behavior-of-st3-steel-used-in-the-profiles-of-high/16080804
69	< 1% match (publications) Jian Zhang, Qiang Xie. "Failure analysis of transmission tower subjected to strong wind load", Journal of Constructional Steel Research, 2019
70	< 1% match (publications) Li Tian, Haiyang Pan, Ruisheng Ma, Lijuan Zhang, Zhengwei Liu. "Full-scale test and numerical failure analysis of a latticed steel tubular transmission tower", Engineering Structures, 2019
71	< 1% match (Internet from 09-Jun-2020) https://www.mdpi.com/1996-1944/13/11/2539/htm
72	< 1% match (Internet from 06-Dec-2018) https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395137423618/resumo.pdf
73	< 1% match (Internet from 31-Aug-2019) https://www.eurocode.us/design-of-steel-structures/info-dcz.html
74	< 1% match (publications) Yan Li, Zhengliang Li, Bowen Yan, Zhitao Yan. "Wind forces on circular steel tubular lattice structures with inclined leg members", Engineering Structures, 2017
75	< 1% match (publications) "Advances in Structural Integrity", Springer Science and Business Media LLC, 2018
76	< 1% match (publications)

JULIO FRANCISCO SANZ CARBONELL. "TRATAMIENTO DE AGUAS TEXTILES INDUSTRIALES MEDIANTE FOTOCATÁLISIS SOLAR Y REUTILIZACIÓN EN NUEVAS TINTURAS". Universitat Politècnica de Valencia, 2015

-
- 77** < 1% match (student papers from 18-Apr-2020)
[Submitted to Heriot-Watt University on 2020-04-18](#)
-
- 78** < 1% match (Internet from 07-Jul-2015)
http://constructii.utcluj.ro/files/anunturi/Mecon/2015/Teza%20de%20doctorat%20_T.%20S.%20MOLDOVAN_draft1.pdf
-
- 79** < 1% match (Internet from 21-May-2020)
<https://lege5.ro/Gratuit/guydmnzt/hotararea-nr-2139-2004-pentru-aprobarea-catalogului-privind-clasificarea-si-duratele-normale-de-functionare-a-mijloacelor-fixe>
-
- 80** < 1% match (Internet from 14-Sep-2020)
https://media.hotnews.ro/media_server1/document-2020-08-20-24242130-0-planul-dezvoltare-retelei-electrice-transport-perioada-20202029.pdf
-
- 81** < 1% match (Internet from 05-Nov-2019)
<http://robg-riskmanagement.eu/?mdocs-file=2857>
-
- 82** < 1% match (Internet from 23-Sep-2019)
<https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/13632460601033827>
-
- 83** < 1% match (Internet from 16-Aug-2019)
<https://www.mdpi.com/2079-9276/8/2/80/htm>
-
- 84** < 1% match (Internet from 31-Dec-2014)
<http://iwais.compusult.net/web/guest/downloads/iwais-2005>
-
- 85** < 1% match (publications)
[M. Blasone, D. Saletti, J. Baroth, P. Forquin, E. Bonnet, A. Delaplace. "Ultra-high performance fibre-reinforced concrete under impact of an AP projectile: Parameter identification and numerical modelling using the DFHcoH-KST coupled model". International Journal of Impact Engineering, 2021](#)
-
- 86** < 1% match (student papers from 21-May-2019)
[Submitted to Universiti Teknologi MARA on 2019-05-21](#)
-
- 87** < 1% match (student papers from 19-Oct-2020)
[Submitted to Macquarie University on 2020-10-19](#)
-
- 88** < 1% match (Internet from 12-May-2014)
<http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6272/TCBM1de1.pdf.txt?sequence=2>
-
- 89** < 1% match ()
<http://hdl.handle.net/11012/37422>
-
- 90** < 1% match (Internet from 26-Nov-2020)
<http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/68256/1/sustainability-12-09649.pdf>
-
- 91** < 1% match (Internet from 27-May-2020)
<https://www.mdpi.com/1996-1944/7/3/1590/htm>
-
- 92** < 1% match (student papers from 10-Jan-2020)
[Submitted to University of Edinburgh on 2020-01-10](#)
-
- 93** < 1% match (student papers from 05-Mar-2021)
[Submitted to Universiti Putra Malaysia on 2021-03-05](#)
-
- 94** < 1% match (Internet from 08-Feb-2020)
<http://b-dig.iie.org.mx/BibDigital/Actualizaciones/BibliodigModificarRegistro.asp>
-
- 95** < 1% match (Internet from 19-Oct-2010)
http://www.os.amsterdam.nl/pdf/2002_monitor_bedrijfslocaties.pdf
-
- 96** < 1% match (Internet from 03-Sep-2020)

<https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0002011>

-
- 97** < 1% match (publications)
["High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet", Springer Science and Business Media LLC, 2018](#)
-
- 98** < 1% match (publications)
[Khemais Barianti, Martin Klein, Steffen Wackenrohr, Sebastian Herbst, Florian Nürnberger, Hans Jürgen Maier. "Influence of Pre-strain on Very-Low-Cycle Stress-Strain Response and Springback Behavior", Journal of Materials Engineering and Performance, 2021](#)
-
- 99** < 1% match (student papers from 30-Apr-2020)
[Submitted to Cranfield University on 2020-04-30](#)
-
- 100** < 1% match (Internet from 10-Apr-2018)
https://eprints.soton.ac.uk/418026/1/SMITH_02104067_FINAL_E_THESIS_FOR_E_PRINTS.pdf
-
- 101** < 1% match (Internet from 14-Jul-2020)
<http://koreascience.or.kr/article/JAKO201026039607876.view>
-
- 102** < 1% match (Internet from 26-Oct-2020)
<https://rjts-am.utcluj.ro/>
-
- 103** < 1% match (publications)
[Lucas da Rosa Ribeiro. "Otimização de estruturas reticuladas em concreto armado considerando incertezas e riscos", Universidade de Sao Paulo, Agencia USP de Gestao da Informacao Academica \(AGUIA\), 2020](#)
-
- 104** < 1% match (student papers from 21-Mar-2021)
[Submitted to Salalah College of Technology on 2021-03-21](#)
-
- 105** < 1% match (student papers from 24-Nov-2014)
[Submitted to University of Technology, Sydney on 2014-11-24](#)
-
- 106** < 1% match (student papers from 07-Dec-2020)
[Submitted to Technical University of Cluj-Napoca on 2020-12-07](#)
-
- 107** < 1% match (student papers from 26-May-2020)
[Submitted to utcluj on 2020-05-26](#)
-
- 108** < 1% match (Internet from 06-May-2012)
<http://www.edtn.ro/wp-content/uploads/2012/03/ST32-stalpi-tubulari.pdf>
-
- 109** < 1% match (Internet from 12-Apr-2020)
<https://www.ijert.org/static-and-dynamic-analysis-of-transmission-line-towers-under-seismic-loads>
-
- 110** < 1% match (Internet from 15-Jul-2020)
<http://www2.unipr.it/~brigh/1-Files%20Comuni/Elenco%20pubblicazioni.htm>
-
- 111** < 1% match (Internet from 10-Oct-2018)
<https://inro.news/stiri/pnl-si-pmp-contesta-la-ccr-o-lege-privind-folosirea-limbii-materne-in-spitale-pe-care-au-sustinut-o-insa-in-parlament-hunor-basescu-e-de-vina.html>
-
- 112** < 1% match (publications)
[Julia Sokol, Carlos Cerezo Davila, Christoph F. Reinhart. "Validation of a Bayesian-based method for defining residential archetypes in urban building energy models", Energy and Buildings, 2017](#)
-
- 113** < 1% match (Internet from 16-Jul-2016)
<https://www.scribd.com/document/172974461/Revizuire-PE-111-Var1-Proiect-Statii-de-Transf-Si-Conex>
-
- 114** < 1% match ()
<https://aaltodoc.aalto.fi/handle/123456789/23199>
-
- 115** < 1% match (Internet from 07-Apr-2020)
<http://www.iosrjournals.org/iosr-jmce/papers/vol13-issue5/Version-8/D1305082533.pdf>
-

- 116** < 1% match (Internet from 17-Sep-2019)
<http://bookpdfm6rfdodson.blogspot.com/2017/06/download-ebook-design-of-latticed-steel.html>
-
- 117** < 1% match (Internet from 10-Apr-2021)
http://ethesys.library.ttu.edu.tw/ETD-db/ETD-search-c/view_etd?URN=etd-0816106-143944
-
- 118** < 1% match (Internet from 18-Jan-2019)
<https://hatehome.com/safety-education/safety-resources/planning-advisory-notice/>
-
- 119** < 1% match (publications)
[Z Huang, S Liu, M Nie, Y Yang, Q S Gao, C Zhang, "Study on wind-induced response of a simplified model of transmission tower based on finite particle method", IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2019](#)
-
- 120** < 1% match (student papers from 11-May-2017)
Class: Quick Submit
Assignment: Quick Submit
Paper ID: [812795912](#)
-
- 121** < 1% match (student papers from 13-Jul-2020)
[Submitted to Technical University of Cluj-Napoca on 2020-07-13](#)
-
- 122** < 1% match (student papers from 05-May-2017)
[Submitted to National Institute of Technology, Rourkela on 2017-05-05](#)
-
- 123** < 1% match (student papers from 13-Jul-2020)
[Submitted to Technical University of Cluj-Napoca on 2020-07-13](#)
-
- 124** < 1% match (student papers from 20-Jul-2020)
[Submitted to University Der Es Salaam on 2020-07-20](#)
-
- 125** < 1% match (student papers from 07-Aug-2020)
[Submitted to University of Derby on 2020-08-07](#)
-
- 126** < 1% match (Internet from 11-Sep-2020)
<https://www.worldscientific.com/doi/pdfplus/10.1142/S0219455418500293>
-
- 127** < 1% match (Internet from 19-Jan-2020)
<https://www.scilit.net/conference/11088>
-
- 128** < 1% match (Internet from 04-Apr-2019)
<https://www.scribd.com/document/357511887/095301070000G3324-%E5%AE%8C%E6%95%B4-%E5%BB%BA%E7%AF%89%E7%89%A9%E8%80%90%E9%9C%87%E8%A8%AD%E8%A8%88%E8%A6%8F%E7%AF%84%E9%9A%E6%9C%9F%E6%9C%AB%E5%A0%B1%E5%91%8A-pdf>
-
- 129** < 1% match (Internet from 18-May-2020)
<https://es.scribd.com/doc/237926324/203543852-105593836-Designers-Guide-to-en-1994-2-Eurocode-4-Design-of-Composite-Steel-and-Concrete-Structures>
-
- 130** < 1% match (Internet from 22-Nov-2020)
<https://link.springer.com/book/10.1007%2F978-981-10-7197-3>
-
- 131** < 1% match (publications)
[Jean C. Guzman Pujols, Keri L. Ryan. "Computational simulation of slab vibration and horizontal-vertical coupling in a full-scale test bed subjected to 3D shaking at E-Defense", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2018](#)
-
- 132** < 1% match (student papers from 26-Oct-2020)
[Submitted to King's College on 2020-10-26](#)
-
- 133** < 1% match (student papers from 12-Jun-2018)
[Submitted to Associatie K.U.Leuven on 2018-06-12](#)
-
- 134** < 1% match (student papers from 02-Jul-2019)
[Submitted to Alexandru Ioan Cuza University of Iasi on 2019-07-02](#)
-
- < 1% match (Internet from 19-Feb-2018)

135	http://www.cigre-hv.ca/articles/2016-CIGRE-IEC-068.pdf
136	< 1% match (Internet from 21-Dec-2019) https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/15376494.2018.1487612
137	< 1% match (Internet from 03-Mar-2021) http://legislatie.just.ro/Public/DetaliuDocumentAfis/234680
138	< 1% match (Internet from 10-Mar-2016) http://www.faeg.org/wp-content/uploads/2014/11/SeniorLadies_FS_Scores.pdf
139	< 1% match (Internet from 04-Dec-2016) http://www.myjurnal.my/filebank/published_article/26376/Paper_6.pdf
140	< 1% match (publications) Bin Cao, Chenglong Zhao, Fanghui Yin, Liming Wang, Masoud Farzaneh. "Temporal and spatial characteristics of soluble salt components accreted on the insulator surface". IET Science, Measurement & Technology, 2020
141	< 1% match (student papers from 22-Aug-2020) Submitted to Universitas Brawijaya on 2020-08-22
142	< 1% match (Internet from 20-Dec-2019) https://linkedpolitics.project.cwi.nl/browse/list_resource?r=http%3A%2F%2Fpurl.org%2Flinkedpolitics%2Fen%2Fplenary%2F2010-05-18-Speech-2-011
143	< 1% match (Internet from 17-Jul-2018) https://docplayer.com.br/10793757-3-programa-experimental.html
144	< 1% match (Internet from 27-Apr-2016) http://mta.hu/data/dokumentumok/magyar_tudomanyossag_kulfoldon/MTA_MTK_Eb_hirlevel_2016_04_15.pdf
145	< 1% match (publications) Miroslav Jancula, Josef Vican, Anna Spiewak. "Experimental Research of Corrosion Effects on Steel Bridges". IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2019
146	< 1% match (student papers from 03-May-2019) Submitted to University of Bristol on 2019-05-03
147	< 1% match (Internet from 05-Jun-2016) http://iota.ee.tuiasi.ro/~bogdan.neagu/software/6_Calculul%20mecanic%20al%20conductoarelor%20active%20LEA.pdf
148	< 1% match (Internet from 04-Apr-2021) http://vestnikmgsu.ru/ru/component/sjarchive/issue/issue_download/2021/1/pdf
149	< 1% match (Internet from 06-May-2020) https://openaccess.city.ac.uk/view/subjects/TA.expanded_type.html
150	< 1% match (Internet from 20-Nov-2020) https://idoc.pub/documents/117409manual-de-ingenieria-sanitariapdf-546gz38z98n8
151	< 1% match (Internet from 07-Jun-2020) https://index.ugal.ro/Record/42899/UserComments?lng=it
152	< 1% match (Internet from 19-Nov-2005) http://www.mie.ro/Pdr/Romana/mdp_mie_ro/regiuni/r6_nord_vest/index.htm
153	< 1% match (Internet from 12-Oct-2020) https://www.scientific.net/AMM.82.404
154	< 1% match (Internet from 11-Dec-2006) http://www.caini-ham.ro/30cainidevanatoare.htm
155	< 1% match (Internet from 08-Jan-2021)

https://psihologie_upsc.md/wp-content/uploads/2016/11/Journal-of-Psychology.-Special-Pedagogy.-Social-Work_43.pdf

-
- 156** < 1% match (Internet from 07-Jan-2019)
<https://www.scribd.com/doc/53243257/Proposal-Skripsi-Seminar-siap-di-print-copy-nanda>
-
- 157** < 1% match (Internet from 04-Feb-2008)
http://www.semperfidelis.ro/e107_plugins/forum/forum_viewtopic.php?205.90
-
- 158** < 1% match (publications)
["19th Congress of IABSE Stockholm 2016", Structural Engineering International, 2018](#)
-
- 159** < 1% match (Internet from 09-Jul-2018)
<https://shellbuckling.com/papers/shellbucklingrefs.docx>
-
- 160** < 1% match (Internet from 18-Nov-2019)
<https://link.springer.com/article/10.1007%2Fs40999-017-0157-z>
-
- 161** < 1% match (Internet from 11-Dec-2019)
http://www.auditare-energetica.eu/Docs/Legi_RO/PLANURI/Nationale/PNIESC/Proiect-PNIESC-2021-2030.pdf
-
- 162** < 1% match (Internet from 13-Jul-2020)
<https://lege5.ro/Gratuit/4e4dcmzs/decizia-nr-968-2006-privind-aprobarea-codului-tehnic-al-gazelor-petroliere-lichefiate-gpl/18>
-
- 163** < 1% match (Internet from 29-Dec-2019)
<http://docplayer.hu/102225176-Raport-national-2015.html>
-
- 164** < 1% match (Internet from 01-Dec-2020)
<https://www.hindawi.com/journals/mpe/2020/8761750/>
-
- 165** < 1% match (Internet from 20-Oct-2017)
[http://pure.qub.ac.uk/portal/en/publications/fe-simulation-and-experimental-tests-of-highstrength-structural-bolts-under-tension\(dda48925-37b8-4f2c-baa1-c7350c0ce637\)/export.html](http://pure.qub.ac.uk/portal/en/publications/fe-simulation-and-experimental-tests-of-highstrength-structural-bolts-under-tension(dda48925-37b8-4f2c-baa1-c7350c0ce637)/export.html)
-
- 166** < 1% match ()
<http://www.networkworld.ro/?page=node&id=1951>
-
- 167** < 1% match (Internet from 22-Jun-2013)
<http://www.primacasacredit.ro/banca/fier/>
-
- 168** < 1% match (Internet from 06-Apr-2021)
<http://dl.lib.mrt.ac.lk/bitstream/handle/123/9495/SEC-11-91.pdf?isAllowed=y&sequence=1>
-
- 169** < 1% match (Internet from 10-Feb-2019)
<http://www.abmee.ro/wp-content/uploads/2017/02/PVTRIN-Manualul-Instalatorului.pdf>
-
- 170** < 1% match (Internet from 02-Apr-2021)
http://irek.ase.md/jspui/bitstream/1234567890/1136/1/Materialele%20conferintei%20ASEM_11-Decembrie%202020.pdf
-
- 171** < 1% match (Internet from 19-Mar-2021)
https://www.etis.ee/CV/Tiit_Metusala/eng?Grid.SortInfo.SortColumn=InstitutionFullNames&Grid.SortInfo.SortDirection=Ascending
-
- 172** < 1% match (Internet from 26-Jun-2017)
<http://documents.mx/download/link/411pdf>
-
- 173** < 1% match (Internet from 28-Jun-2016)
<http://www.ct.upt.ro/centre/reco/nezebuild.htm>
-
- 174** < 1% match (publications)
[Yan Li, Zhengliang Li, Eric Savory, Yongli Zhong, Zhitao Yan. "Wind tunnel measurement of overall and sectional drag coefficients for a super high-rise steel tube transmission tower". Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2020](#)
-

- 175** < 1% match (publications)
[Jennifer Alves de Lana, Pedro Américo Almeida Magalhães Júnior, Cristina Almeida Magalhães, Ana Laura Mendonça Almeida Magalhães et al. "Behavior study of prestressed concrete wind-turbine tower in circular cross-section", Engineering Structures, 2021](#)
-
- 176** < 1% match (publications)
[S.E.C. Ribeiro, S.M.C. Diniz. "Reliability-based design recommendations for FRP-reinforced concrete beams", Engineering Structures, 2013](#)
-
- 177** < 1% match (student papers from 05-Jun-2017)
[Submitted to CONACYT on 2017-06-05](#)
-
- 178** < 1% match (student papers from 05-Mar-2021)
[Submitted to Universiti Putra Malaysia on 2021-03-05](#)
-
- 179** < 1% match (publications)
[Nur Hamizah Hamzah, Fathoni Usman, Mohd Yazee Mat Yatim. "Dynamic Response of Self-Supported Power Transmission Tower Subjected to Wind Action", International Journal of Engineering & Technology, 2018](#)
-
- 180** < 1% match (publications)
[David Heesom, Paul Boden, Anthony Hatfield, Aneuris De Los Santos Melo, Farida Czarska-Chukwurah. "Implementing a HBIM approach to manage the translocation of heritage buildings", Engineering, Construction and Architectural Management, 2020](#)
-
- 181** < 1% match (publications)
[ANDRÉS MAURICIO NÚÑEZ LÓPEZ. "Análisis numérico-experimental de elementos de hormigón reforzado con fibras de acero", Universitat Politècnica de Valencia, 2011](#)
-
- 182** < 1% match (publications)
[Boshra Eltaly, Amen Saka, Kamel Kandil. "FE Simulation of Transmission Tower", Advances in Civil Engineering, 2014](#)
-
- 183** < 1% match (publications)
[Osvald, Katalin, Pál Tomka, and László Dunai. "The remaining load-bearing capacity of corroded steel angle compression members", Journal of Constructional Steel Research, 2016.](#)
-
- 184** < 1% match (publications)
[石川 智巳. "送電用鉄塔の動的効果を考慮した風荷重評価法に関する研究", Waseda University, 2006.](#)

paper text:

FACULTATEA DE CONSTRUCȚII TEZĂ DE DOCTORAT STUDIUL CAPACITĂȚII PORTANTE ȘI A MODURILOR DE CEDARE ALE STĂLPILOR LINIILOR ELECTRICE AERIENE SUB EFECTUL ACȚIUNII VĂNTULUI Student-doctorand: Ing. Attila FELEKI

8Conducător științific: Prof. Dr. Ing. Zoltán KISS **Comisia de evaluare a tezei de doctorat: Președinte: Prof. Dr. Ing. Prenume Nume – Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca; Conducător științific: Prof. Dr. Ing. Zoltán KISS – Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca; Referenți: - Prof. Dr. Ing. Cristina CĂMPIAN – Universitatea Tehnică din Cluj- Napoca; - Conf. Dr. Ing. Zsolt NAGY – Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca; - Conf. Dr. Ing. Attila PUSKÁS – Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca. – Cluj-Napoca**

– 2021 2 CUPRINS CUPRINS
 3 NOTĂȚII PRINCIPALE ȘI

8ABREVIERI **7** INTRODUCERE
 13 1. **STADIUL**
ACTUAL AL CUNOAȘTERII 15 1.

1. Obiectul

29tezei de doctorat 16 1. 2. Planul **tezei de doctorat** 17 2.

STAREA ACTUALĂ ȘI PROBLEME SPECIFICE A REȚELELOR LEA.19 2.1.	
Generalități.....	19 2.2. Scurt istoric al dezvoltării
rețelelor electrice LEA în România	20 2.3. Starea actuală a rețelelor LEA în România
.....	20 2.4. Istoric de daune ale structurilor LEA în ultimele 15 ani
23 2.5. Harta	
de daune	32 3. CALCULUL STRUCTURILOR
LEA.....	35 3.1. Introducere
.....	35 3.2. Descrierea structurilor de susținere a
liniilor electrice aeriene	35 3.3. Normative și coduri pentru calculul stâlpilor LEA
36 3.4.	
Calculul solicitărilor meteorologice	38 3.4.1. Studiu comparativ al
încărcărilor din vânt din diferite normative
.....	45 3.4.2. Efectul coeficientului de
umplere în funcție de înălțimea	
stâlpului.....	51 3.4.3. Efectul
coeficientului de orografie co în încărcarea de vânt	55 3.5. Probleme specifice de rezistență și
stabilitate.....	56 3.6. Metode și aspecte privind modelarea și analiza structurilor LEA
58	
3.6.1. Comparația metodelor actuale din literatura de specialitate cu metodele clasice	
manuale.....	59 3 3.6.2. Aspecte despre diferite interpretări de
modelare a structurilor LEA.....	62 3.7. Îmbinările
structurilor LEA	69 3.7.1. Clasificarea
îmbinărilor.....	69 3.7.2. Îmbinări specifice ale structurilor LEA
.....	72 3.7.3. Studii analitice –metoda CBFEM.....
74 3.7.4.	
Detaliile îmbinărilor studiate analitic.....	76 3.7.5. Rezultatele simulărilor
numerice.....	77 3.7.6. Studiu comparativ pentru îmbinarea de continuare.....
82	
3.8. Construirea modelelor LEA utilizând programarea parametrică	86 3.8.1. Descrierea codului parametric
realizat pentru modelarea stâlpului LEA 110213.....	86 4.
VERIFICAREA STRUCTURALĂ A STĂLPILOR LEA DIN TERITORIUL ȚĂRII	
.....	90 4.1. Introducere
.....	90 4.2. Clasificarea și prezentarea structurilor
analizate	90 4.3. Rezultatele verificărilor de rezistență și stabilitate
104 4.4.	
Concluzii	113 5. PROCEDURI
EXPERIMENTALE	114 5.1. Introducere
.....	114 5.2. Determinarea caracteristicilor
mecanice pe materiale din stâlpi LEA existenți cedați	
.....	114 5.2.1. Încercare la întindere pentru corniere
(platbande).....	115 5.2.2. Încercare de întindere pentru șuruburi
121 5.2.3. Încercare	
pentru determinarea modulului de elasticitate	125 5.3. Coroziunea stâlpilor LEA
.....	128 5.3.1. Stadiul actual al
cunoașterii.....	128 5.3.2. Măsurători pe teren despre nivelul
coroziunii.....	133 5.3.3. Analiza structurală globală a stâlpului corodat.....
134 4 5.3.4.	
Analiza îmbinărilor corodate	137 5.4. Scanare
laser.....	140 5.4.1. Descrierea metodologiei
.....	140 5.4.2. Domenii de folosire
.....	140 5.4.3. Prelucrarea datelor din norul de puncte
.....	141 5.4.4. Rezultatele analizei stâlpului scanat
143 5.4.5.	
Direcții viitoare ale procesării norilor de puncte	148 5.5. Metoda de evaluare a stării structurale pe
teren	148 6. METODOLOGIA DE IDENTIFICARE A MODURILOR DE PRĂBUȘIRE A
STĂLPILOR CEDAȚI FOLOSIND METODELE LINIARE ȘI NELINIARE	149 6.1. Introducere
.....	149 6.2. Metode de calcul
.....	150 6.2.1. Analiză static liniară (ASL)
.....	150 6.2.2. Analiză dinamică liniară (ADL)
160 6.2.3. Analiză static neliniară (ASN)	166 6.2.4. Analiză dinamică
neliniară (ADN)	167 6.3. Analiză globală statică neliniară tip Pushover
.....	172 6.3.1. Descrierea modelului
172 6.3.2.	
Compararea rezultatelor analizei de sensibilitate la flambaj cu metoda Pushover	
.....	175 6.3.3. Ordinea de cedare – îmbinări vs. bare
.....	183 6.3.4. Influența rigidității îmbinărilor, înălțimii stâlpului și direcției vântului asupra
capacității stâlpilor LEA	187 6.3.5. Modelarea rețelelor LEA
.....	205 6.4. Validarea modurilor de prăbușirea a stâlpilor LEA folosind
analiză dinamică neliniară tip Time History.....	211 6.4.1. Parametri de modelare în
analiza Time History.....	212 6.4.2. Identificarea modulului de cedare a stâlpului Sn-6 11010 214 6.4.3.
Identificarea modulului de cedare a stâlpului Sn 110104 .	217 6.5. Factorul de redundanță structurală critică
FRsc	220 7. CONCLUZII.....
.....	227 5 7.1. Rezumatul tezei
227 7.2. Contribuții	
personale aduse în teză.....	229 7.3. Direcții viitoare de cercetare
.....	231
REFERINȚE.....	233 LISTA
FIGURILOR.....	244 LISTA TABELELOR
.....	250 ANEXA A
.....	255 CALCULUL ÎMBINĂRII
DIAGONALEI L45X4 DE MONTANT L70X7	255 ANEXA B.
.....	260 CALCULUL ÎNCĂRCĂRILOR
SPECIFICE ȘI A TRACȚIUNII MAXIME PENTRU STĂLP ICN	
110213.....	260 ANEXA
C.....	265 FOTOGRAFII DE TEREN

..... 265 LISTA
 PUBLICAȚIILOR..... 269 6 NOTAȚII PRINCIPALE ȘI
 ABREVIERI Litere latine mari A A1 Abrut Anet Ast At1,t2 Cf Ct1,t2 Di-F Di-L Ds-F Ds-L E FRsc FRsc.bază
 FT,Ed FT,Rd FV Fv,Ed Fv,Rd Gt Hst Ib K Suprafața stâlpului Ipoteză de calcul pentru stâlp LEA în regim de
 avarie,

**1ruperea conductoarelor în condițiile unui vânt perpendicular pe linie,
 simultan cu depunere de chiciură. Aria brută a**

cornierului Aria netă a cornierului Aria plinurilor,

**1numai o față pentru vântul perpendicular și fiecare din fețele adiacente
 pentru vântul la 45°**

Aria totală a plinurilor din fețele 1,2 al stâlpului Coeficientul aerodinamic în funcție de coeficientul de umplere
 Coeficientul aerodinamic pentru fețele 1,2 al stâlpului în funcție de coeficientul de umplere Diagonală
 inferioară din față nr. xy Diagonală inferioară laterală nr. xy Diagonală superioară din față nr. xy Diagonală
 superioară laterală nr. xy Modul de elasticitate Factor de redundanță structurală critică Factor de redundanță
 structurală critică Valoarea de calcul a efortului la întindere Valoarea de calcul a rezistenței la întindere Forța
 vântului Valoarea de calcul a efortului de forfecare Valoarea de calcul a rezistenței la forfecare Factorul de
 rezonanță structurală Înălțimea stâlpului LEA Momentul de inerție Coeficientul aerodinamic 7 Factorul de
 transformare a vitezei maxime de rafală cu K0 durată de 3 secunde în viteză medie în perioadă de 10
 minute la un nivel de 10 m deasupra solului K1 Factorul de risc Kd Factorul de direcție a vântului Kz
 Coeficientul de expunere la presiunea de viteză, în funcție de rugozitatea terenului Kzt Factorul orografic Lb
 Deschiderea grinzii Lcon Lungimea consolei stâlpului LEA Lmod Parametrul de poziția coroziunii M Montant
 nr. xy M1 Model SAP având bare cu capete articulate M2 Model SAP având bare cu capete semirigide M3
 Model SAP având diagonale articulate și montanți continuu M4 Model SAP având bare cu capete total rigide
 Masa, vântul și tracțiunea aferentă a conductoarelor în Ma Va Ta regim de avarie (conductor rupt în una
 dintre deschideri) Greutatea proprie în condițiile depunerilor de chiciură a Mc conductoarelor și izolatoarelor
 acționând vertical pe deschiderea la încărcări verticale Mj,Rd Moment încovoietor capabil de calcul al unui
 nod Mt Moment de torsiune de calcul Ipoteză de calcul pentru stâlp LEA, în regim normal, vânt N10

1perpendicular pe linie, simultan cu depunere de chiciură în montaj terminal;

N2 Ipoteză de calcul pentru stâlp LEA, în regim normal,

1vânt perpendicular pe linie simultan cu depunere de chiciură

NB,Rd Rezistența de calcul la compresiune Nb,Rd,S

**121Rezistența de calcul a barei corodate comprimate la flambaj Nb0,Rd,S
 Rezistența de calcul a barei necorodate comprimate**

la flambaj 8 Ncompresie.max Capacitatea maximă a cornierului la forța axială de compresie Ncor,En
 Rezistența de calcul a barei corodate conform codului EN Ncor,Oszv Rezistența de calcul a barei corodate
 conform metodei realizate de Oszvald NEd Efortul de compresie axială de calcul Nîntindere.max
 Capacitatea maximă a cornierului la forța axială de întindere NL,Rd Rezistența îmbinării la pe baza secțiunii
 netă P Forța axială Pcr Forța axială critică Pd Presiunea dinamică S Proiecția pe planul normal la direcția
 vântului a suprafeței plinurilor construcției Sj

120Rigiditatea la rotire a unui nod Sj,ini Rigiditatea inițială la rotire a unui nod

T Tronson nr. xy Tbază.calcul Forță tăietoare de bază de calcul la încărcările de proiectare Tbază.fin Forță
 tăietoare de bază finală pentru colaps Tc Tracțiunile orizontale în conductoare acționând în direcția
 bisectoarei unghiului liniei

**1Considerarea unei diferențe de 25% între tracțiunea Tca Tcb orizontală ale
 tuturor conductoarelor din panourile adiacente în**

direcția axului liniei, respectiv în direcția bisectoarelor Tred Reprezintă reducerea grosimii cornierului din
 cauza coroziunii V Viteza vântului Presiunea vântului cu chiciură acționând orizontal în Vc direcția
 bisectoarei unghiului liniei sau perpendicular pe conductoare Simboluri în analiza de performanță: A
 Component neîncărcat B Curgere efectivă 9 I.O. L.S. Ocupare imediată Siguranța vieții C.P. Prevenirea
 colapsului C D E Capacitatea ultimă a analizei de Pushover Capacitatea reziduală a analizei Pushover
 Cedare totală Litere latine mici a,b,c,d bch c c0 cm cts driftu driftu e fu fub fy fyb kT ky, kz p(V) p(v+ch) umax

ux,uy,uz Constane dependente de zvelteța relativă (necorodată) a barelor Grosimea stratului de chiciură pe conductoare Coeficientul de formă a suprafeței stâlpului Coeficientul de orografie Coeficientul de majorare pentru stâlpi cu înălțime peste 30 m Coeficientul aerodinamic al stâlpului în funcție de coeficientul de umplere a unei fețe Driftul stâlpului în momentul cedării Driftul stâlpului în momentul curgerii primului element Excentricitatea cornierului Rezistența la tracțiune Rezistența limită ultimă a șurubului Limita de curgere Rezistența limită de curgere a șurubului Factorul de teren Coeficient de încăstrare Presiunea

147 **vântului nesimultan cu chiciură** Presiunea **vântului simultan cu chiciură**
Procentajul maxim de

solicitare structurală Translații pentru noduri în metoda CBFEM Simboluri grecești β Coeficient de reducere pentru modul de elasticitate ??? Coeficientul de rafală pe stâlp 10 ??? ???? ???? ???? ???? I a dam acr asz $\gamma M1$ $\gamma M2$ ϵ ϵ_{yb} ρ ϕ ϕ_{FL} ϕ_{par} ϕ_{perp} ϕ_x ϕ_y , ϕ_z $\Phi_{j,i,yz}$ χ χ_{LT} Coeficienți parțial de siguranță pentru masa proprie a conductorului Coeficienți parțial de siguranță pentru masa chiciurii pe stâlp și pe conductoare Coeficienți parțial de siguranță pentru masa proprie a stâlpului Coeficienți parțial de siguranță pentru tracțiunea conductorului Coeficienți parțial de siguranță pentru presiunea vântului pe conductoare Valoarea coeficientului de zveltețe adimensional de calcul Factorul de imperfecțiune, în funcție de tipul curbei de flambaj Coeficientul de amortizare în programul SAP Coeficientul de multiplicare al încărcării de calcul Coeficientul de reducere din cauza inegalității vântului Coeficienți parțial de siguranță Deformația specifică ultimă a șurubului Deformația specifică de curgere a șurubului Densitatea aerului Unghiul suprafeței expuse cu direcția vântului Coeficientul minim de flambaj Coeficientul de umplere pe direcția paralelă Coeficientul de umplere pe direcția perpendiculară Rotații de noduri în metoda CBFEM Capacitatea de rotire a îmbinării în direcția y sau z Factorul de reducere pentru flambaj prin încovoiere Factorul de reducere pentru flambaj prin deversare Abrevieri ACSR Aluminium Conductors Steel Reinforced ADL Analiză dinamică liniară ADN Analiză dinamică neliniară ANRE Autoritatea Națională de Reglementare în Domeniul Energiei 11 AP Metoda Alternativă ASCE American Society of Civil Engineers ASL Analiză statică liniară ASN Analiză statică neliniară BSA Backtracking Search Algorihm BIM Building Information Modelling CAD Capacitatea de ductilitate CBFEM Component based finite element method CdV Coeficientul de variație D.S. Deviația standard DCR Demand Capacity Ratio DCRP Digital Close Range Photogrammetry DOD Department of Defense – Departamentul Apărării ELS Extreme Loading Structures FA Firefly Algorithm FEMA Federal Emergency Management Agency - Cod din SUA pentru reabilitarea seismică a clădirilor HHT Hilber-Hughes-Taylor Alpha ICn Stâlp LEA având rolul de întindere în colț în rețea IFC Format 3D general Industry Foundation Class IS Indian Standard ITn Stâlp LEA având rolul de stâlp terminal în rețea LEA Linii electrice aeriene MSZ Standardul maghiar MWFRS Main Wind Force Resisting Systems PIF Punere în funcțiune PTX Format pentru nor puncte obținut din scanarea laser SAR Parametru de supra-rezistență a stâlpului SEN Sistemul electroenergetic național Sn Stâlp LEA având rolul de susținere în rețea

25 **TDD Torsional Damper and Detuner** – Amortizor **și deformatoare** al oscilațiilor de rotire

UFC Unified Facilities Criteria – Standard 12 INTRODUCERE Cuantificarea influenței rigidităților îmbinărilor în capacitatea stâlpilor liniilor electrice aeriene (LEA) prezintă provocarea principală a tezei de doctorat. Luând în considerare dimensiunea stâlpilor, configurația structurală complexă, vechimea rețelelor, încărcările extreme și numărul evenimentelor care au rezultat în cedarea globală a stâlpilor, este necesară și recomandată dezvoltarea unei metodologii riguroase care să ofere rezultate de încredere. Aspectele prezentate scot în evidență importanța derulării cercetărilor privind analiza acestor structuri, scopul fiind o înțelegere mai bună a comportamentului stâlpilor și a fenomenelor asociate care conduc la deteriorarea stării și a rezistenței acestora. General vorbind, cercetările numerice și analitice disponibile în literatură de specialitate nu analizează comparativ influența diferitelor rigidități ale îmbinărilor în comportamentul global al stâlpilor LEA. În mod normal, numai cazurile de bază sunt considerate în analiză structurală, capetele barelor fiind modelate ori articulat, ori total rigid. Majoritatea analizelor numerice în cadrul tezei de doctorat s-au efectuat pe stâlpi de 110 kV, ținând cont de dimensiunile relativ ușor gestionabile, însă metodele introduse de autor sunt aplicabile și pe stâlpii rețelelor de 220 kV, 400 kV sau chiar 750 kV. 13 14 1.

STADIUL ACTUAL AL CUNOAȘTERII Luând în considerare că metodele cele mai populare de proiectare în zilele noastre sunt pe baza programelor de calcul, în primul pas se prezintă software-urile cele mai des folosite pe nivel mondial. Kempner [1] și Langlois [2] au făcut o revizuire a metodelor avansate de analiză și a software-urilor utilizate special pentru stâlpii LEA: ? Programul AK TOWER este un software dezvoltat de Al-Bermani și Kitipornchai care folosește analize geometrice și neliniare materiale pentru a simula comportamentul structural final al turnurilor de zăbrele; ? Programul denumit MORENA, dezvoltat în Brazilia, permite, de asemenea, analize neliniare și poate încorpora studii probabilistice privind capacitatea membrilor; ? Programul de calcul LIMIT, dezvoltat de Bonneville Power Administration, realizează o analiză de prim ordin, dar rigiditatea post-flambaj a membrilor turnului de zăbrele este încorporată printr-o metodă secantă. Principalul avantaj al acestui tip de software este că poate include instrumente special concepute pentru a facilita introducerea geometriei turnului, secțiunea membrului și orientarea membrului și excentricitatea; ? Un program des folosit în SUA este PLS Tower, dezvoltat de Power Line System, specializat direct în dimensionarea componentelor rețelelor electrice aeriene. ? Software-uri generale, cum ar fi ADINA, ANSYS, ABAQUS sau open source Code_Aster, pot fi, de asemenea, utilizate pentru a efectua analize avansate sau turnuri de transmisie. Aceste programe de elemente finite cu scop general au avantajul că elementele și legile de comportament disponibile în program evoluează rapid. Cu toate acestea, dezvoltarea geometriei turnului complet poate fi o sarcină laborioasă. Vorbind despre un subiect acoperit la nivel global, principalele arii de cercetare pot fi clasificate pe o scară destul de largă: ? Aspecte

generale despre analize liniare și neliniare, cum ar fi optimizarea structurii, descrierea și aplicare încărcărilor, sau excentricitatea îmbinărilor; ? Monitorizarea și consolidarea structurilor existente; ? Influența coroziunii pe structura de rezistență a stâlpilor; ? Analiza de risc și de fiabilitate pe bază de date statistice; 15 ? Relația între încărcările de vânt și răspunsuri dinamice ale structurii; ? Dimensionarea și capacitatea fundațiilor; ? Activități experimentale la scară reală sau redusă, calculate cu metode dinamice neliniare; 1.1. Obiectul tezei de doctorat Profesia de inginer proiectant presupune nu numai o funcție cu responsabilitate însemnată, dar impune și o atitudine cu dedicație și profesionalism. Din acest motiv, proiectarea și verificarea tuturor tipurilor de structuri, indiferent de complexitatea lor, trebuie elaborată cu o competență adecvată. Provoacă-te să întâlnești cu o curiozitate profesională, și în loc de aproximările simplificatoare, calculele și analizele trebuie completate cu activitate de cercetare amănunțită. În spiritul acestor principii, teza de doctorat cuprinde studii teoretice, numerice și experimentale, și are următoarele obiective: ? Primul obiectiv al cercetării îl constituie studiul rigidității îmbinărilor structurilor LEA, și contribuția acestora în rezistența și stabilitatea generală a stâlpului ? Prezentarea diferențelor și neconcordanțelor din normativele în vigoare, respectiv impactul interpretărilor greșite cauzate de acestea ? Determinarea pe cale analitică efectul coroziunii pe structura stâlpilor

170atât la nivel global, cât și la nivelul

conexiunilor ? Introducerea unei metode nedestructibile, care ajută în determinarea răspunsului exacte a structurii existente, prin analiza geometriei deformată. Această implică folosirea scanării 3D laser. ? Realizarea unei metodologii care determină capacitatea ultimă a stâlpului în funcție de mai mulți factori: rigiditatea îmbinărilor, înălțimea stâlpului și în funcție de direcția încărcării vântului. ? Înțelegerea și determinarea modului și ordinii colapsului global a structurii, și identificarea parametrilor analitici care le influențează. ? Cuantificarea numerică exactă a importanței unui element în colapsul structurii, prin introducerea factorului de redundanță structurală critică FRsc 16 1.2. Planul tezei de doctorat Lucrarea elaborată de către autor este structurată în 7 capitole. În cele ce urmează, se prezintă pe scurt conținutul acestor capitole. După acest capitol introductiv, rezumatul tezei este în felul următor: Capitolul 2 prezintă starea actuală a rețelelor LEA. Se prezintă harta de daună a țării, și se identifică stâlpul care cedează cel mai des. Capitolul 3 prezintă în prima parte prevederile normativelor vechi și celor noi. Sunt prezentate de asemenea diferențele între încărcările de vânt pe diferite coduri. Se remarcă aici, în primul rând, lipsa uniformității, și a nivelului ridicat de complexitate în definiția încărcărilor meteorologice. În partea a doua capitolului sunt prezentate probleme specifice de rezistență și stabilitate, respectiv influența diferitelor metode de modelare în rezultatele calculelor. În ultima parte sunt analizate numeric 14 tipuri de conexiuni tipice cu ajutorul metodei CBFEM. Se compară 5 îmbinări tipice de continuizare. Se identifică capacitățile de rezistențe ultime, și se determină clasele de rigiditate. Astfel, în capitolele care urmează, aceste rezultate se vor implementa în analizele globale 3D. Capitolul 4 investighează capacitatea structurală a mai multor tipuri de stâlpi LEA folosiți în teritoriul țării noastre, în funcție de următoarele factori: capacitatea rețelei, rolul structurii în rețea și tipul de coronament. În total sunt analizate 24 stâlpi. Se prezintă caracteristicile structurale principale, tipurile și modulele de aplicare ale încărcărilor meteorologice conform codurilor în vigoare, respectiv rezultatele analizelor numerice prin determinarea tipurilor celor mai sensibile. Capitolul 5 cuprinde numeroase activități experimentale realizate pe stâlpii LEA. În primul segment sunt prezentate rezultatele încercărilor la întindere pentru cornierele și șuruburile colectate din stâlpi cedați. Aceste proprietăți vor fi utilizate în analizele liniare și neliniare efectuate în capitolul următor. Cu scopul de a evidenția influența coroziunii și actualitatea fenomenului în domeniul stâlpilor LEA, în partea a doua a capitolului sunt prezentate măsurători pe teren despre nivelul coroziunii a unui stâlp de susținere cedat. Apoi, se realizează o analiză globală elastică de rezistență și de flambaj pe stâlpul corodat. Se subliniază diferența în procentajul de solicitare structurală între modelul perfect și modelul 17 corodat. În plus, s-au efectuat analize numerice cu diferite tipuri de coroziune pe îmbinările de continuizare. În următorul subcapitol este descrisă o metodă nedestructivă, scanarea laser 3D. Se prezintă avantajele metodei, și se suprapune rezultatul scanării (norul de puncte) cu un model cu geometrie perfectă. Se evidențiază deformația structurii existente, și diferența capacității structurale prin intermediul procentului de solicitare structurală Capitolul se încheie prin introducerea unei metode de evaluare a stării structurale pe teren a stâlpilor. Această metodă constă în rezumarea parametrilor descriși în acest capitol, cu ajutorul unui sistem care clasifică cu culori și note de la 1+10, corespunde o culoare Capitolul 6 este

172cel mai complex din punct de vedere al

aplicării diferitelor metode de calcul liniare și neliniare. Sunt descrise modulele principale de analiză numerică, prin prezentarea rezultatelor detaliate din verificările structurale ale stâlpilor LEA. Se evidențiază influența rigidității îmbinărilor, a înălțimii stâlpului respectiv a direcției vântului asupra capacității ultime a stâlpului prin intermediul analizei statice neliniare tip Pushover. În cadrul acestui subcapitol sunt introduse două parametri inelastici pentru cuantificarea capacității globale a stâlpului. Rezultatele obținute sunt prezentate grafic prin curbe de comportare P-Δ, și sunt analizate comparativ. Pentru o înțelegere mai profundă a încărcărilor și răspunsului structural, se realizează un model care se formează dintr-o serie de stâlpi și conductoare. Se compară capacitatea ultimă a stâlpilor individuali cu stâlpii din modelul de rețea. Apoi, sunt prezentate principalele parametri a metodei de calcul Time History, cu ajutorul căreia se identifică modul de prăbușire a stâlpilor LEA. Se validează metoda prin compararea rezultatelor analizei cu modul de cedare al stâlpilor de pe teren. Ultimul subcapitol introduce factorul de redundanță critică FRsc. Acest parametru prezintă importanța rolului unui element în colapsul progresiv, cu ajutorul raportului de multiplicare a încărcării de proiectare. Acest factor este menit să evidențieze obiectiv și eficient numeroasele aspecte complexe prezentate în cercetarea actuală. Capitolul 7 conține concluziile finale ale cercetărilor întreprinse în cadrul tezei, prezintă principalele contribuții personale ale autorului, și descrie câteva idei

despre direcțiile de viitoare de cercetare. 18 2. STAREA ACTUALĂ ȘI PROBLEME SPECIFICE A REȚELOR LEA 2.1. Generalități Comparând vechimea rețelelor LEA cu importanța strategică pentru societatea modernă pe nivel național, se poate asuma faptul că evaluarea și cunoașterea stării tehnice a structurilor de rezistență prezintă o misiune de înaltă importanță pentru comunitatea inginerilor de specialitate. Influența defectelor și prăbușirilor conduce la un șir de consecințe directe și indirecte: ? Întreruperea furnizării electricității pentru populația din zonă ? Lipsă de încălzire ? Impact economic ? Blocarea drumurilor de către conductori căzuți ? Deficit alimentar Luând în considerare vechimea rețelelor

81 (mai multe dintre linii și-au depășit durata de viață

normată), schimbarea totală sau parțială a acestora ar însemna a soluție logică din punct de vedere a siguranței și a rezistenței structurilor, dar companiile responsabile de funcționarea rețelelor preferă monitorizarea și reabilitarea rețelelor existente decât proiectarea altora noi. Fenomenele meteorologice în timp devin din ce în ce mai extreme, din ce în ce mai multe furtuni, polii sunt în condiții din ce în ce mai slabe, riscul de întrerupere a energiei electrice este în creștere. Piețele mari sunt în continuă expansiune, rețelele existente trebuie consolidate în acest fel, iar relocarea lor trebuie examinată sau consolidată. Introducerea monitorizării, care poate avea loc în mai multe moduri. Costuri, selectarea locației, locația geografică, accesibilitatea. Elementele de construcții metalice pentru realizarea structurilor LEA în România se confecționează din oțel carbon, material care are un conținut redus de carbon, sub 0.25%. 19 2.2. Scurt istoric al dezvoltării rețelelor electrice LEA în România În acest subcapitol se enumeră cronologic principalele realizări din domeniul transportului și distribuției energiei electrice [3]: ? 1882 -

3 București, primele instalații demonstrative de iluminat electric, alimentate de la o uzină electrică special construită în acest scop;

? 1888-1889 – s-a construit la Caransebeș

3 prima centrală și rețea de distribuție în curent alternativ monofazat din țara noastră,

având frecvența de 42 Hz și tensiunea de 2 kV; ? 1900 – s-a pus în funcțiune prima linie de 25 kV

3 pe traseul Câmpina-Sinaia. Aceasta avea o lungime de 31,5 km, fiind realizată din conductoare de cupru de 35 mm², pe stâlpi metalici; ? 1930 – a intrat în

exploatare

3 prima linie de 110 kV care lega hidrocentrala Dobrești, prin Târgoviște, cu Grozăvești (București);

?

3 1963 – prin trecerea de la 110 kV la 220 kV, LEA Stejaru (Bicaz) – Fântânele (Sângeorgiu de Pădure) – Iernut (Luduș), construită în 1961, devine prima linie de 220 kV din

România; ? 1965 –

3 prin trecerea de la 220 kV la 400 kV, LEA

60 Iernut – Mukacevo (Ucraina), care fusese dată în exploatare în anul 1963 la tensiunea de 220 kV, devine prima linie de 400 kV din România

? 1972 – s-a pus în funcțiune prima linie internă de 400 kV, Porțile de Fier I – București Sud; ? 1986 – punerea în funcțiune a stației de 750/400 kV Isaccea, ca stație de interconexiune a SEN cu Bulgaria și Ucraina, și a LEA 750 kV Ucraina Sud – Isaccea – Varna ? 1999 – începutul pieței de energie electrică. Se creează OPCOM (Operatorul Comercial al Pieței de Energie Electrică) ? 2002 – interconectarea SEN cu sistemul electroenergetic al țărilor din vestul Europei prin linia de 400 kV Mintia (Deva) – Arad – Ungaria 2.3. Starea actuală a rețelelor LEA în România Starea tehnică a rețelelor electrice este monitorizată de Asociația Națională a Rețelelor Electrice (ANRE) [4], prin urmărirea anuală a vechimii instalațiilor. În funcție de starea

actuală, lucrările de 20 mentenanță sunt furnizate de investiții de stat prin intermediul indicatorilor de performanță. Rețeaua electrică de

14 **transport al energiei electrice cuprinde: linii electrice aeriene (LEA) cu tensiune nominală de 750 kV, 400 kV, 220 kV, 110 kV și stații electrice.**

Principalele linii pot fi observate în Figura 2-1: Figura 2

43-1 **Rețeaua Electrică de Transport din România** Sursă:
<http://www.transelectrica.ro/web/tel/transport-detalii>

Tabelul 2-1 și Figura 2-1 prezintă perioada punerii în funcțiune (PIF), lungimea totală a rețelelor electrice de transport, respectiv procentajul din lungimea totală în funcție de PIF. Un aspect important de observat este că datele din Tabelul 2-1 se referă numai pentru linii de interconexiune cu sistemele țărilor vecine. Din este motivul este lungimea liniei cu tensiunea de 110 kV numai 40,4 km, comparat cu lungimea prezentată în Tabelul 2-2, unde valoarea 21795 km reprezintă lungimea totală în interiorul granițelor. 21 Tabelul 2-1 Perioada construcțiilor și a lungimii totale a rețelelor electrice de transport [5] Notă: valoarea pentru LEA 110kV referă numai pentru linii de interconexiune cu sistemele țărilor vecine Categoria LEA Lungime traseu [km] 1960-1979 1980-1999 2000-2019 [km] [km] [km] Procent din lungimea totală [%] 110 kV 40.4 8.9 22 29.1 72 2.42 6 220 kV 3875.6 3764 91.7 61.1 1.6 50.3 1.3 440 kV 4971.7 3613 72.7 1144 23 213 4.3 Total 8890 7386 83.1 1234 13.9 266 3

Figura 2-2 Perioada de punere în funcțiune a LEA din cadrul C.N.T.E.E. Transelectrica [4] Notă: valoarea pentru LEA 110kV referă numai pentru linii de interconexiune cu sistemele țărilor vecine Din totalul de 8890 km, 83% au fost puși în operație în perioada 1960-1979. Acest fapt indică o problemă semnificativă privind starea rețelelor LEA: o mare parte are durata de viață depășită, cu nivel tehnologic depășit. Aceasta se constată prin gradul de solicitare, care reprezintă un raport

80 **procentual între durata de funcționare, și durata de viață normată.** Această durată este specificată în

HG 2139/2004 [6], în

137 **Catalogul privind clasificarea și duratele** normate **de funcționare a mijloacelor fixe**, având codul de

clasificare de 1.7.1.2., cu o perioadă de 32- 48 ani. 22 Tabelul 2-2 Distribuția liniilor 110 kV în interiorul țării – lungimi, perioada de construcție a liniilor [5] Numele operatorului de distribuție Lungime traseu [km] înainte 1960- 1980- 2000- de 1960 1979 1999 2019 [km] [km] [km] [km] Procent din lungimea totală [%] E-DISTRIBUȚIE MUNTENIA S.A. 891 124 13,92 585 65,66 177 19,87 4 0,45 E-DISTRIBUȚIE BANAT S.A. 2705 502 18,56 1493 55,19 686 25,36 22 0,81 ENEL DISTRIBUȚIE DOBRODGEA S.A. 2621 15,61 0,60 1943 74,13 658 25,10 3 0,11 DISTRIBUȚIE ENERGIE OLTEA S.A. 5365 144 2,68 3628 67,62 1033 19,25 556 10,36 DELGAZ GRID S.A. 2688 42 0,78 1659 30,92 967 18,02 2 0,04 SDEE ELECTRICA DISTRIBUȚIE MUNTENIA NORD S.A. 2164 217 10,03 1619 74,82 305 14,09 7 0,32 SDEE ELECTRICA DISTRIBUȚIE TRANSI. NORD S.A. 2195 173 7,88 1542 70,25 427 19,45 53 2,41 SDEE ELECTRICA DISTRIBUȚIE TRANS. SUD S.A. 3166 422 13,33 1985 62,70 729 23,03 22 0,69 Total 21795 1639,6 7,52 14454 66,32 4982 22,86 669 3,07 Se observă o asemănare între cele două tabele prezentate la nivelul procentajului stâlpilor puși în funcțiune, cei mai afectați fiind în ambele cazuri perioada 1960-1979. 2.4. Istoric de daune ale structurilor LEA în ultimele 15 ani În vederea clarificării și îmbunătățirii informațiilor, disponibile în presă și în raporturile naționale, s-a realizat o însumare despre daunele structurale a rețelelor LEA. Această sinteză este una diferită de raporturile oficiale, deoarece focalizează asupra aspectelor și motivelor de proiectare, prin adăugarea raționamentului ingineresc/tehnic. 23 În acest capitol este prezentată o listă cronologică a stâlpilor cedați în România. Informațiile provin strict din surse publice: rapoarte ale

163 **Autorității Naționale de Reglementare în domeniul Energiei (ANRE), articole din**

presă, respectiv din observații personale – aceste inspecții s-au realizat în urma informațiilor aflate din presă sau știri. Trebuie menționat că nu s-au furnizat date oficiale despre numărul stâlpilor prăbușiți din partea organismelor competente, chiar și după numeroase cereri către mai multe autorități oficiale. Mai întâi, însă, pentru o înțelegere și transparență mai bună a situației generale, se vor rezuma cauzele cele mai generale ale cedărilor rețelelor și structurilor LEA [7]: ? Fenomene naturale (când s-a depășit încărcarea de proiectare): vânt extrem, chiciură extremă, combinație de chiciură și vânt, alunecări de teren, avalanșe, mișcarea volumelor de apă înghețată pe râuri sau lacuri (pentru structuri situate în apă), inundări (provocând daune structurii sau fundației), lichefierea solului; ? Cauze și factori umani: sabotaj sau furt de elemente structurale și organe de asamblare, daune accidentale cauzate de echipamente și vehicule; ? Deficiențele structurii (când criteriile de proiectare nu s-au depășit): proiectare necorespunzătoare ale structurii, elemente montate greșit, șuruburi nestrânse, elemente confecționate în mod greșit, fundații instalate

necorespunzător, coroziunea structurilor; ? Deficiențele de conductoare, izolatoare, armături: straturi de cablu cu configurație neadecvată, oboseala componentelor conductoarelor, ruperea izolatoarelor; ? Cauze legate de tehnologia de ridicare a stâlpilor: secvențe incorecte de ridicare, încărcarea verticală sau longitudinală excesivă în timpul ridicării. Având în vedere aspectele și motivele enumerate mai sus, se vor prezenta cazurile de colaps ale stâlpilor metalici LEA în funcție de disponibilitatea detaliilor, sortate cronologic. Pentru o obiectivitate cât mai bună, autorul a solicitat informații oficiale de la autorități, însă nu au fost primite astfel de informații datorită faptului că nu există date oficiale despre acest aspect. În consecință, autorul a realizat o monitorizare continuă despre starea rețelelor, și a colectat date din surse publice din presă. Luând în considerare caracterul sensibil al informațiilor, se accentuează că următoarea listă este una informativă: a) Mai 2005 – jud. Satu Mare 24 Un stâlp de întindere în colț s-a prăbușit dintr-o linie de 110 kV din cauza unei furtuni cu vânt puternic. Vântul a acționat perpendicular pe linie și pe stâlpul în colț, astfel ajungând la combinația cea mai nefavorabilă posibilă fără chiciură: tracțiunea plus vânt. Figura 2-3 Stâlp de întindere în colț cedat în județul Satu Mare, 2005 Colecție de fotografii personală a autorului b) 2008 – jud. Hunedoara Tiranți furați din sistemul de ancorare a stâlpilor liniei 220 kV Peștiș – Oțelăria Hunedoara, ceea

167 **ce a condus la prăbușirea celor trei stâlpi.**

S-a înregistrat o pagubă de aproximativ 350.000 lei. Sursă: <http://www.transelectrica.ro>

9/-/transelectrica-se- confrunta-cu-un-incident-de-natura-infractionala-care-
atenteaza-la- securitatea-sistemului-electroenergetic-national

c) 13 aprilie 2011 – jud. Constanța Un caz similar, când s-au eliminat în mod neautorizat 3 tiranți de fixare a ancorelor de la stâlpul nr. 93 de pe linia 400 kV Gura Ialomitei – C1 CNE Cernavoda. Ca urmare, stâlpul s-a rupt. Sursă: <http://www.transelectrica.ro>

9/-/transelectrica-se- confrunta-cu-un-incident-de-natura-infractionala-care-
atenteaza-la- securitatea-sistemului-electroenergetic-national

d) Februarie 2012 – jud. Buzău „În

15 **Buzău, peste 18.900 de familii au rămas fără curent electric**

[..]

15 **sâmbătă seară, avariile apărând din cauza vântului puternic înregistrat în zona de câmpie a județului. Potrivit reprezentanților Prefecturii Buzău, sunt afectate total patru linii, 16 linii sunt afectate parțial, iar 271 de posturi de transformare sunt nealimentate.”**

25 Nu s-a furnizat informație despre numărul sau tipul stâlpilor implicați în eveniment. Sursă: <https://observator.tv/eveniment/timis-buzau-familii- fara-curent-electric-viscol-278705.html> e) 24 aprilie 2013 – jud. Constanța Trei stâlpi tip PAS ale liniei Stupina – Varna s-au prăbușit din cauza elementelor structurale eliminate (butuci și pene de ancore). Stâlpii LEA de tip portal fiind prinse doar într-un singur punct, au pierdut echilibrul lor din cauza vântului. Această linie de 400 kV (750 kV)

9 **este o linie de interconexiune între România și Bulgaria și asigură evacuarea puterii din zonă. Valoarea**

elementelor îndepărtate a fost între 1000-2000 lei, iar pagubele efective se ridică la circa 500.000 euro. Sursă: <https://www.transelectrica.ro/ro>

9/-/transelectrica-se- confrunta-din-nou-cu-un-incident-de-natura-
infractionala-care- atenteaza-la-securitatea-sistemului-electroenergetic-
national;

jsessionid=4D34EAB08D51AE06707BBE6815C2893D?_101_I NSTANCE_ju40JeYX795O_results Figura 2-4 Stâlp portal de 400 kV cedat din cauza furtului de material, 2013 f) Februarie 2014 – jud. Bihor Stâlpi căzuți pe LEA 400 kV Roșiori – Oradea Sud. Sursă: <https://www.facebook.com/SistemulElectroenergetic/> g) 10 februarie 2014 – jud. Tulcea Trei stâlpi tip portal ai liniei de 400 kV Tulcea Vest – Tariverde s-au prăbușit din cauza elementelor sustrate din componentele de ancorare. Procedura de reimplimentare a unui stâlp nou ajunge la 26 valoarea de 1 milion euro (costuri de proiectare, execuție, transport și instalare). Dauna totală creată a fost de aprox. 7 milioane de euro. Sursă: adev.ro/pbj0df <https://evz.ro/stalpi-de-inalta->

tensiune-doborati-de-hotii-de-fier-vechi-1081537.html Figura 2-5 Stâlpi prăbușiți dintr-o linie de 400 kV în județul Tulcea, 2014 h) Iunie 2016 – Județul Cluj În urma furtunii puternice din zona Dej – Șomcuta, cinci stâlpi de susținere din linia de 110 kV s-au doborât. Aceste structuri au fost proiectate în anii 1958. Figura 2-6 Stâlpi cedați în urma furtunii din 2016 iunie, județul Cluj [8] Colecție de fotografii personale ale autorului i) Iunie 2016 – Cuci, județul Mureș 28 stâlpi s-au prăbușit în urma unui fenomen meteorologic extrem între localitățile

14 **lernut și Cuci, zona Mureș. Furtuna puternică însoțită de vijelie a trecut de-**

a lungul albiei râului Mureș,

14 **cu manifestări de tornadă. Ca urmare, au avut loc mai multe declanșări în rețeaua electrică**

din cauza deteriorării stâlpilor LEA din liniile 400/220/110 kV: 27 6 stâlpi de 400 kV, 4 stâlpi de 220 kV respectiv 22 stâlpi de 110 kV, în total 6 linii indisponibile [9].

5, **„Potrivit unor surse din domeniul energetic, acești stâlpi ar fi trebuit să rămână în picioare, în ciuda furtunilor puternice. Însă, din cauza lipsei investițiilor adecvate, stâlpii de înaltă tensiune sunt slăbiți. De-a lungul anilor, acești stâlpi au trecut prin lucrări de reabilitare și "vopsire", însă doar la suprafață, nefiind consolidată și partea care se afla sub pământ, au declarat pentru HotNews.ro sursele amintite.”**

În urma apariției evenimentului în presă, autorul a călătorit la fața locului pentru o inspecție pe teren. Motivul a fost identificarea stâlpilor cedați și a analizarea modurilor de cedare. Această vizită a avut un rol esențial în înțelegerea importanței subiectului de cercetare nu numai în domeniul ingineriei, ci la nivel social. Sursă: <http://economie.hotnews.ro/stiri-energie-21097750->

5 **traselectrica-furtunile-doborat-mai-multi-stalpi-din-reteaua-transport-energiei-electrice-județul-mures.**

htm <https://www.youtube.com/watch?v=0IALNSnNMol> Figura 2-7 Stâlpi cedați în județul Mureș, 2016 Colecție de fotografii personale ale autorului j) Aprilie 2017 – județul Vaslui O furtună cu ninsoare abundentă însoțită de vânt puternic care a ajuns cu rafale și la 80 km/h a condus la cedarea celor 24 stâlpi de înaltă tensiune (110 kV) din zona Murgeni – Bârlad. 28 Sursă: <https://adevarul.ro/locale/vaslui>

111 **foto-imagini- infioratoare-dezastrului-cauzat-zapada-grea-moldova-stalpi-inalta-tensiune-rupti-doua-spicele**

Figura 2-8 Stâlpi cedați în județul Vaslui, 2017 k) Septembrie 2017 – județul Timiș

4, **„Ca urmare a condițiilor meteorologice extreme care s-au produs în zona de vest a României în după-amiaza zilei de duminică, 17 septembrie, a fost afectată funcționarea rețelelor de distribuție de electricitate din zona de activitate a E-Distribuție Banat, ca urmare a vântului foarte puternic (ce a depășit viteza de 90 km/h) și a căderilor de copaci.”**

Au cedat 3 stâlpi din 7 linii de înaltă tensiune (110kV), ceea ce a condus la o alimentare întreruptă în 28 localități. Sursă: <https://www.digi24.ro>

4 **/stiri/economie/energie/foto- stalpi-de-inalta-tensiune-pusi-la-pamant-de-furtuna-enel-73-de- localități -afectate-de-pene-de-curent-**

795263 29 Figura 2-9 Stâlpi cedați în județul Timiș, 2017 l) Septembrie 2017 – județul Maramureș Probabil aceeași furtună extremă este cauza defecțiunilor liniei de 110 kV în zona din localitatea Șomcuta, unde au cedat 15 stâlpi de susținere de simplu și dublu circuit. Această linie a fost înființată în 1961, și se poate declara că starea generală a stâlpilor din punct de vedere a protecției anticorozive a fost una de calitate slabă. Figura 2-10 Stâlp cedat în județul Maramureș, 2017 Colecție de fotografii personale ale autorului m) ianuarie 2018 – Județul Tulcea Întreruperea curentului electric a afectat zeci de localități din cauza furtunii cu vijelie de peste 130 km/oră. Cauza pagubelor a fost nu numai vântul, ci prezența chiciurii pe conductoare. 7

38 **stâlpi de înaltă tensiune (110 kV), și 115 stâlpi de medie tensiune au fost rupți de furtună.**

Sursă: <https://adevarul.ro/locale>

38 **/tulcea/bilantul-codului- portocaliu-judetul-tulcea-115-stalpi-medie-tensiune-fost-rupti-zeci- localitati-lasate-curent-electric-**

1_5a632714df52022f75b2afc4/index.html Figura 2-11 Stâlp dărâmat în județul Tulcea, 2018 n) decembrie 2018 – Județul Timiș În regiunea Banat, 8 linii electrice de înaltă tensiune 110 kV s-au cedat din cauza viscolului puternic, aproximativ 210.000 consumatori au rămas fără curent electric. Nu există precizări legate de numărul și tipul stâlpilor avariați. Sursă: <https://www.focus-energetic.ro/un-viscol-sute-de-mii-de-oameni-in-bezna-54697.html> 31 Figura 2-12 Stâlp căzut în județul Timiș, 2018 o) mai 2019 – Județul Maramureș Un stâlp de susținere s-a rupt într-o zonă forestieră din cauza vântului puternic. Linia electrică avea tensiune de 20 kV, însă în proiectul inițial stâlpul a fost dimensionat la încărcări din conductoare cu tensiune de 110 kV. Nu poate fi exclus factorul exterior în producerea încărcării suplimentare, și anume căderea unor sau mai multor copaci pe linie sau pe structură. Totuși, luând în considerare nivelul coroziunii pe elementele structurale, se poate sugera că și capacitatea redusă a structurii de rezistență a fost un factor semnificativ în cedare. Nivelul și distribuția coroziunii stâlpului va fi investigat mai amănunțit în Capitolul 5.3. 2.5. Harta de daune Aceste evenimente severe și problematice oferă totuși un aspect pozitiv pentru inginerii proiectanți, fiindcă prezintă o oportunitate unică și valoroasă pentru a îmbunătăți înțelegerea comportamentului stâlpilor LEA. Avariile și defecțiunile vor fi posibile și în viitor în condițiile extreme care depășesc normativele și codurile, dar o investigație sistematică poate furniza informații deosebite care pot îmbunătăți criteriile de proiectare și practicile de întreținere. S-au localizat cedările stâlpilor LEA și s-au marcat cu bile albastre în harta de mai jos. Trebuie subliniat faptul că aceste date au caracter informativ despre starea actuală a rețelelor și stâlpilor LEA. 32 Figura 2-13 Harta de daune a rețelelor LEA Se pot identifica câteva zone cu număr ridicat de avarii, care corespund cu încărcarea ridicată de vânt (județele Tulcea și Constanța). Zona nord-vestică a țării iarăși prezintă mai multe cazuri, însă acest fapt poate fi explicat prin coincidența sursei informațiilor cu zona de cercetare. Tabelul 2-3 Tabelul de însumare a stâlpilor cedați în România Tip stâlp LEA Vânt + Chiciură Furt material 110 Susținere 42 26 - [kV] Întindere 5 5 - 220 Susținere 2 - 3 [kV] Întindere 2 - - 400 Susținere 4 - 7 [kV] Întindere 2 - - Total 98 57 (58.2%) 31 (31.6%) 10 (10.2%) Tabelul 2-3 prezintă informațiile de bază despre modul și numărul stâlpilor cedați în funcție de tensiunea liniei din care face parte. 33 Se poate observa că motivul principal al cedărilor a fost vântul fără chiciură. Acest aspect prezintă un motiv de îngrijorare, fiindcă acest fenomen nu se potrivește cu combinația cea mai nefavorabilă din proiectare (care este vânt simultan cu chiciura). Așadar, stâlpii ori se prăbușesc la o încărcare mai mică din vânt decât cel la care au fost dimensionați, ori viteza vântului a crescut semnificativ în ultima perioadă. Din acest motiv trebuie analizată modul lor de prăbușire, ca să aflăm capacitatea de limită a structurilor LEA. Stâlpul cel mai frecvent prăbușit este stâlpul de susținere din liniile de 110 kV – 58 % din numărul total. Prin compararea tuturor cauzelor de prăbușire, se poate conclua că stâlpii cel mai sensibili la cedare în momentul de față sunt stâlpii din liniile de 110 kV. Având și faptul că linia de 110 kV are numărul cel mai mare de total de km din țară, direcția cercetării se direcționează în această perspectivă. 34 3. CALCULUL STRUCTURILOR LEA 3.1. Introducere În acest paragraf sunt prezentate bazele proiectării structurilor LEA ținând cont de principalele metode de calcul pe baze normelor în vigoare. În vederea obținerii unui răspuns structural convenabil, modelul

162 **de calcul trebuie să țină cont de o serie de**

factori care pot varia în funcție de decizia inginerului proiectant. Unul dintre cele mai importante aspecte ar fi verificarea stabilității și evaluarea corectă a răspunsului mecanic al subansamblelor componentelor stâlpilor LEA, și anume modul de îmbinare a tronsoanelor. 3.2. Descrierea structurilor de susținere a liniilor electrice aeriene Alcătuirea structurală a stâlpilor LEA este în funcție de numărul și schema de amplasare a conductoarelor, de rolul stâlpului în linie, de mărimea deschiderilor, respectiv de natura și relieful terenului. Pentru linii cu deschideri mai mici și cu tensiune redusă (<110 kV) se folosesc stâlpi dintr-un profil laminat sau executat din țevi. În scopul reducerii costurilor, pentru aceste linii s-au utilizat stâlpi de beton armat centrifugat sau precomprimat. Tema de cercetare se concentrează în majoritate pe stâlpii liniilor cu tensiuni de 110 kV, acestea fiind cele mai des folosite în România (într-un număr mai redus s-au analizat și structurile liniilor pe tensiuni de 220 kV și 400 kV). Pentru aceste deschideri mai mari, cea mai economică soluție reprezintă stâlpul zăbrețit cu secțiune pătrată, încastrat în blocul de fundație – în fundație comună sau în fundații independente. Secțiunile utilizate cele mai des sunt profilele tip cornier, având profile deschise sau profile solidarizate, care flambează în plan paralel cu axa de simetrie. Aceste elemente sunt identificate după cum urmează (1993-3-1 cap. 1.5): ? montanți (picioare): elemente verticale sau aproape verticale care preiau încărcările structurii; ? diagonale principale: alte elemente decât montanți care contribuie la preluarea încărcărilor; 35 ? elemente secundare: elemente utilizate pentru a reduce lungimea de flambaj. 3.3. Normative și coduri pentru calculul stâlpilor LEA Calculul și dimensionarea primelor structuri LEA s-a făcut în conformitate cu

1 **”Normativ pentru construcția liniilor aeriene de energie electrică peste**

1000V – 1L-1-67”. Având în vedere cerințele actuale, următoarele normative trebuie respectate: ?

1NTE 003/04/00 – Normativ pentru construcția liniilor electrice aeriene de energie electrică cu tensiuni de peste 1000 V [10]; ? PE

105/90 – Metodologie pentru dimensionarea stâlpilor metalici LEA [11]; ? Metodologie pentru proiectarea lucrărilor de reabilitare ale LEA 110 kV (1995) [12]; ?

13SR EN 1993-3-1-2007 – Proiectarea structurilor de oțel Partea 3-1: Turnuri, piloni și coșuri

[13]; ?

32SR EN 1993-1-1- 2007 – Proiectarea structurilor de oțel Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri [14]; ? SR EN 1993-1-8- 2007 – Proiectarea structurilor de oțel Partea 1- 1: Proiectarea îmbinărilor [15]; ? EN 50341 -1

171Overhead electrical lines exceeding AC 45 kV [16]. În

procedura de modelare și verificare structurală, proiectantul se confruntă cu un șir de întrebări legate de calculul structurilor LEA, acestea fiind mai complexe decât clădirile în fluxul de lucru obișnuit. După o parcurgere detaliată a normativelor, se pot observa mai multe neconcordanțe: - normativul NTE specifică că numai în cazul

1stâlpilor portal ancorați și tubulari (cu secțiune circulară sau poligonală) se iau în considerare efectele de ordinul 2.

Metoda de calcul în cazul stâlpilor zăbreliți formați din profile tip cornier este specificat numai în EN 1993-3-1-7 cap. 5.1. (5), dar nici aici nu este specificată o limită clară – afirmația „Dacă deformările au efect semnificativ” se poate interpreta în mai multe feluri; - de asemenea, deplasările la vârf sunt limitate numai în cazul stâlpilor tubulari

1(4 % din lungimea stâlpului în cazul stâlpilor de susținere și susținere în colț, respectiv 2,5 % în cazul stâlpilor de întindere, ancorați și terminali) – în cazul stâlpilor metalici cu zăbrele, deplasările la vârf nu

sunt normate; 36 - dimpotrivă, în normativul Metodologie pentru proiectare lucrărilor de reabilitare ale LEA 110 kV se specifică o verticalitate de 0,2 % din înălțimea stâlpului, și o orizontalitate a consolelor de 0,5 % din lungime; - în cazul determinării coeficienților parțiali de siguranță pentru masa chiciurii pe stâlpi se dă o plajă prea largă de alegere pentru masa proprie, și anume între 1 și 1,80; - nu este specificată în mod evident metodologia de calcul și modul de aplicarea încărcării de vânt. Încărcările pot fi aplicate concentrat pe centrul de greutate al tronsoanelor, ceea ce dă solicitări excesive pe unele membre secundare; - ceea ce privește determinarea coeficienților de încărcare a vântului, normativul NTE nu diferențiază zonele deschise de zonele construite cu obstacole. Astfel, rugozitatea terenului este luată în considerare numai pentru stâlpii cu înălțime de peste 60 m, spre deosebire cu normativele ASCE și EN, unde coeficientul de rafală β sau G_q este calculat în funcție de categoria terenului; - încărcările normate din vânt sunt determinate NTE 0030400 [10]

1cu o perioadă de revenire de 10 ani pentru LEA cu tensiuni până 110 kV inclusiv și de 15 ani pentru LEA 200 și 400 kV,

comparat cu o valoarea de 50 ani în standardul american ASCE 7-16 [17]; - normativul în vigoare, care specifică cerințele legate de rezistența și calcul stâlpilor este PE105/90 [11], un document care s-a elaborat în 1990. Acest document este dificil de interpretat din cauza formulării, și nu ia în considerare tendința actuală de proiectare, care este bazată pe folosirea programelor de calcul 3D, care sunt orientate spre tehnologia Building Information Modelling (BIM); -

157aspectul cel mai important din punct de vedere al

analizei globale a structurilor LEA constă în interpretarea corectă a îmbinărilor în funcție de rigiditatea lor. SR-EN 1993-3-1 [13] specifică la cap. 5.2.1+5.2.4. că trebuie luată în considerare comportamentul îmbinărilor în analiza globală și locală, dar nu specifică evident care metodă trebuie folosită: ? încadrare

simplică (structuri alcătuite din triunghiuri), îmbinările fiind considerate articulate; ? încădrare continuă (structuri netriunghiulare), unde se admit îmbinări rigide care îndeplinesc cerințele legate de rigiditatea la rotire; ? structuri triunghiulare în care sunt considerate prinderi rigide sau semirigide; 37 Figura 3-1 Interpretarea îmbinărilor conform SR-EN 1993-3-1 [13] - evident, în practica de proiectare se folosește cea mai multă cazuri metoda cea mai simplă și ușor adaptabilă, care însă nu corespunde cu comportamentul real a structurilor; - complexitatea structurilor (excentricitățile barelor, efectul de semirigiditate a îmbinărilor, elemente comprimate cu zveltețe ridicată, încărcările dinamice provenite din conductoare) conduce la diferențe între rezultatele testelor experimentale și rezultatele analizelor numerice. Lee și McClure [18] arată faptul că modelele de calcul din analize lineare prezintă o deformare substanțial mai mică decât testele la scară reală. De asemenea, Eltaly [19] evidențiază atât diferența zonelor de cedare între teste și simulări, cât și procentajul ridicat de 25% a cazurilor, când stâlpii au cedat înainte de atingerea încărcărilor ultime de calcul; - în plus, Roy [20] și Moon [21] au arătat în rezultatele analizelor un alt aspect important legat de comportamentul structurii: flambajul local este influențat atât de momentul încovoiator cauzat de deformații dezechilibrate, cât și de compresiunea axială. 3.4. Calculul solicitărilor meteorologice Încărcările sunt specificate pe baza datelor meteorologice de la Institutul de Meteorologie și Hidrologie. În funcție de intensitatea și a 38 frecvenței de manifestare a principalilor factori climato-meteorologici, în decursul anilor s-a făcut o zonare a țării în cinci zone în funcție de: vântul, depunerile de chiciură și temperatura aerului.

1 La calculul și dimensionarea elementelor se iau în considerare următoarele grupări ale încărcărilor:

1 temperatura minimă (vântul și chiciura lipsesc); - temperatura medie (vântul și chiciura lipsesc); - temperatura medie, viteza vântului de 10 m/s (chiciura lipsește); - temperatura medie, viteza maximă a vântului (chiciura lipsește); - temperatura maximă (vântul și chiciura lipsesc); - temperatura de formare a chiciurii și depuneri de chiciură pe elementele componente ale liniei (vântul lipsește); - temperatura de formare a chiciurii (vântul simultan cu chiciura și depuneri de chiciură pe elementele componente ale liniei).

Trebuie subliniat faptul că normativele folosite în timpul proiectării originale au suferit schimbări semnificative ceea ce privește calculul și zonele climato-meteorologice: - în normativele din 1960-1979 teritoriul țării a fost împărțit în 4-6 zone, în normativele din 1979-1990 în 2 zone iar în ultimul normativ din 1993 în 5 zone; - densitatea depunerilor de chiciură în normativele din 1960- 1967 a fost de 0,9 kgf/m³, respectiv în normativele după 1971 este de 0,75 daN/m³; - în normativele până în 1971 acțiunea vântului s-a dat în viteză de m/s, iar în 1993 prin presiunea sa daN/ m² În următoarele figuri se vor prezenta modificările în zonarea țării pe baza normativelor, începând din anul 1960. 39 Figura 3-2 Zonare țării conform normativ P-4-1960 [12] Tabelul 3-1 Încărcările conform normativ P-4-1960 [12] Indicatori / Zona meteo Vânt maxim [m/s] Vânt + chiciură [m/s] Grosimea stratului de chiciură [mm] I 25 15 17 IA 30 15 17 II 25 10 17 IS 20 (direcție perpendiculară) 20 15 (direcție paralelă) 20 IIS 20 (direcție perpendiculară) 17 15 (direcție paralelă) 17 IIIS 20 (direcție perpendiculară) 34 15 (direcție paralelă) 34 40 Figura 3-3 Zonare țării conform normativului 1L-1-67 [12] Figura 3-4 Zonare țării conform normativ PE 104/85 [12] 41 Tabelul 3-2 Zonarea țării conform normativului 1L-1-67 [12] Indicatori Zona meteo / Vânt maxim [m/s] Vânt + chiciură [m/s] Grosimea stratului de chiciură [mm] Ia 35 20 23 Ib 30 15 17 II 27 13 13 Altitudine 1000 m > 40 20 25 Tabelul 3-3 Zonarea țării conform normativ PE 104/85 [12] Indicatori Zona meteo / Vânt maxim [m/s] Vânt + chiciură [m/s] Grosimea stratului de chiciură [mm] I 33 19 22 II 26 14 16 Figura 3-5 Zonarea țării conform normativ NTE0030400 [12] 42

17 Tabelul 3- 4 Presiunea dinamică de bază dată de vânt pe

baza NTE 0030400 [10]

7 Presiunea dinamică de bază, p Grosimea stratului de chiciură pe conductoarele LEA, bch 3, 4) Zona

meteo- rologi- că Altitu dinea

23 Vânt maxim nesimultan cu chiciură, p(V) Vânt simultan cu chiciură, p(v+ch) Un ? 110 kV Un = (220÷400) kV m daN/m² daN/m² mm mm A 30 12 (12)

5) 16 20 B C D 1) ?800 42 55 16,8 (15) 5) 20 (17) 5) 22 24

**7E 2) 1000 1200 1400 1600 1800 2000 2200 2400 40 45 65 90 110 130 150 170
16 18 26 36 44 52 60 68 Grosimea stratului de chiciură se va stabili pe baza
datelor statistice furnizate de A.N.M. sau rezultate din statisticile de
exploatare ale LEA și LTC din zonele respective.**

Pe baza zonărilor și normativelor prezentate, s-a făcut o comparație a mai multor orașe în funcție de încărcările schimbate în timp. Pentru o transparentă mai bună, viteza vântului a fost transformată din m/s în N/mm2: $F? = p?A$ $F? = \rho V^2 A$ 1 2 unde: FV reprezintă forța vântului în [kN] Pd reprezintă presiunea dinamică [Pa] ρ reprezintă densitatea aerului [1,2 kg/m3] V reprezintă viteza vântului [m/2] A reprezintă aria suprafeței [m2] (3-1) (3-2) 43 Tabelul 3-5 Diferența încărcărilor de vânt în funcție de normative P-4-1960* 1L-1-67* PE104/85** PE104/90** NTE0030400** zona p(V) daN/m2 p(v+ch) daN/m2 zona p(V) daN/m2 p(v+ch) daN/m2 zona p(V) daN/m2 p(v+ch) daN/m2 zona p(V) daN/m2 p(v+ch) daN/m2 zona p(V) daN/m2 p(v+ch) daN/m2 Cluj- Napoca 2 38.28 6.13 2 44.65 10.35 2 41.405 12.01 2 44.65 15.68 A 30 12 Timișoara 2 38.28 6.13 2 44.65 10.35 2 41.405 12.01 2 44.65 15.68 A 30 12 București 1s 24.5 6.13 1a 75.03 24.50 1 66.7013 22.11 1 55.13 29.65 B 42 16.8 Urziceni 2s 24.5 6.13 1a 75.03 24.50 1 66.7013 22.11 1 55.13 29.65 C 55 20 Botoșani 1 38.28 6.13 1b 55.13 13.78 1 66.7013 22.11 1 55.13 29.65 C 55 20 Pitești 1 38.28 6.13 1b 55.13 13.78 1 66.7013 22.11 1 55.13 29.65 B 42 16.8 *metoda rezistențelor admisibile **dimensionare utilizând starea limită ultimă , cu coeficient de suprasarcină Din interpretarea valorilor tabelului se poate observa o tendință continuu variabilă în încărcările folosite de-a lungul anilor. De exemplu, zona orașului București s-a schimbat mai multe ori, încărcarea maximă având o diferență de 57 % între valori. O modificare atât de semnificativă ar putea conduce la rezultate contradictorii într-o posibilă expertizare a liniilor afectate de modificarea încărcărilor. 3.4.1. Studiu comparativ al încărcărilor din vânt din diferite normative Acțiunea vântului este încărcarea dominantă pentru structurile LEA. Normativul American ASCE 7-16 [17] încadrează structurile LEA în categoria MWFRS – Main Wind Force Resisting Systems. Totuși, determinarea acestei fenomen este sarcina cea mai complexă în procedura de analiza structurală. Încărcarea vântului este considerată ca și o sarcină dinamică care acționează asupra elementelor liniei. Calculul și aplicarea efectelor dinamice fiind o procedură complicată, acestea sunt considerate ca și încărcări în timp real doar în domeniul de cercetare. În practica de proiectare curentă normativelor simplifică încărcările vântului în sarcini statice în funcție de proprietățile terenului, categoria topografiei și direcțiile de expunere la vânt (acestea sunt aspectele cele mai generale, dar ele variază în funcție de codurile naționale), apoi viteza vântului este transformată în presiune pe suprafața elementelor. Metodele de calcul care specifică încărcările statice sunt bazate pe o propunere matematică dezvoltată în anii 1960 Davenport, A. G. (1961). Cerințele actuale însă propun un model teoretic bazat pe observații locale care presupun că sub înălțimea gradientului, viteza vântului scade urmărind un profil predefinit în funcție de configurația terenului. Totuși, în situațiile reale când o linie proiectată are o lungime de peste 100 km, considerarea tuturor factorilor de teren prezintă o serie de incertitudini. Pentru evidențierea diferențelor cauzate de aceste observații locale, în ceea ce urmează va fi calculată și comparată încărcarea de vânt conform normativelor 1L-1-67 [22], NTE 0030400 [10], MSZ 151-1 [23], ASCE 07-10 [24], EN 50341 [16] și IS 802-1-1:2015 [25] pe un stâlp de întindere în colț dintr-o linie de 110 kV, prezentat în capitolul 2.3. În procesul de comparație nu este considerat efectul chiciurii, deoarece cerințele legate de încărcările din chiciură respectiv vânt simultan cu chiciură sunt definite separat în standardele naționale. Configurația structurală este prezentată în Figura 3-6. Structura s-a despărțit în tronsoane pentru o identificare structurală mai eficientă. Calculele încărcării de vânt iau în considerare înălțimea cea mai mică ICn-3 cu H=25,7m, înălțimea standard ICn cu H=28,7m respectiv varianta cea mai înaltă ICn+6 cu H=34,7m. Pentru direcția vântului s-au considerat cele trei direcții majore specificate în normative: perpendicular cu linia (90°), paralel cu linia (0°) și oblic (45°). În ceea ce privește valoarea încărcării, s-a ales o încărcare dintr-o zonă medie cu $p_v=0,42$ daN/m2 echivalent cu 26,19 m/s,

**17corespunzătoare vitezei mediate pe două minute la înălțimea de 10 m
deasupra terenului.**

După parcurgerea normativelor se evidențiază diferența cea mai semnificativă: în timp ce normativele ASCE, EN și IS iau în considerare proprietățile terenului, normativele NTE și MSZ calculează în mod asemănător zonele deschise (câmpii, silvostepe, zone litorale, zone de la marginea lacurilor) precum și zonele construite cu obstacole. Acest aspect simplifică procedura de calcul, însă dă posibilitatea de a estima necorespunzător încărcările în zone sensibile la vânt – un exemplu posibil este cedarea stâlpilor prezentați în cap. 2.3.i, care au fost situați pe un câmp deschis, în albia râului Mureș. În studiul comparativ s-a ales zona deschisă. Un alt aspect important constă în distribuția încărcării vântului pe elementele stâlpului. În calculele originale realizate în anul 1968 pe baza normativului 1L-1-67, eforturile s-au calculat separat pentru fiecare tronson. Această metodă se specifică și în EN50413 și IS 802. Modul de aplicare a acestei încărcări însă s-a specificat doar în IS (aplicat în centrul de greutate al tronsonului), astfel s-a realizat o comparație care prezintă avantaje și dezavantaje ale acestora în Capitolul 3.6.2. Pentru o interpretare mai ușoară a rezultatelor comparativă, s-a calculat o valoare generală pentru fiecare normativ. O altă diferență semnificativă constă în aplicarea cerințelor de fiabilitate în procedura de dimensionare structurală. Se poate observa o tendință în creștere în direcția analizelor statistice și de fiabilitate, deoarece oferă o transparentă în sectorul economic [26]–[28]. În momentul de față, doar normativul IS 802-1-1 folosește gradul de fiabilitate în funcție de perioada de revenire a încărcărilor pentru stâlpii LEA. Acest normativ prezintă un șir de aspecte noi de proiectare în domeniul LEA, pe lângă faptul că încărcările vântului s-au redus comparat cu normativul anterior [29]. Pe lângă gradul de fiabilitate, mai există un factor care este inclus doar într-un singur normativ ASCE [24] și anume: factorul de orografie. Acest parametru descrie un fenomen frecvent în zone deluroase. În capitolul 3.4.3 se va detalia importanța acestui factor. 46 Figura 3-6 Configurația structurală a stâlpului ICn 110213 Încărcările de vânt în funcție de normative vor fi enumerate în funcție de

normativ. Toate formulele consideră solicitarea vântului ca un model vertical de încărcare efectivă orizontală, care se bazează pe relația 47 dintre presiune și viteza atmosferică din ecuația lui Bernoulli pentru corpuri aerodinamice [30]. a) 1L-1-67 [22] $F? = KpSc?$ (3-3) unde: K este coeficientul aerodinamic p reprezintă forța dinamică de bază [kgf/ m²] S este proiecția pe planul normal la direcția vântului a suprafeței plinurilor construcției [m²] cm coeficientul de majorare pentru stâlpi cu înălțime peste 30 m Notă: normativul permite dublarea încărcării stratului de chiciură pe conductori în cazuri justificate. b) NTE 0030400 [10] $F?? = ? g???$ $A?? g?? = c??\beta?p$ unde: $gVst$ reprezintă încărcarea unitară [daN/m²] (3-4) (3-5) Ast reprezintă aria plinurilor,

1 numai o față pentru vântul perpendicular și fiecare din fețele adiacente pentru vântul la 45° [m²] cts este

coeficientul aerodinamic al stâlpului în funcție de coeficientul de umplere a unei fețe ϕ s reprezintă coeficientul de rafală pe stâlp c) MSZ 151-1 [23] $F?? = \alpha??cpA \sin \varphi$ (3-6) unde: αsz este coeficientul de reducere din cauza inegalității vântului c este coeficientul de formă a suprafeței stâlpului φ reprezintă unghiul suprafeței expuse cu direcția vântului p, A sunt identice cu definițiile prezentate anterior d) ASCE 7-10 [24] $F? = q?GC?A? q? = 0.613K?K??K?V?$ (3-7) (3-8) unde: G reprezintă coeficientul de rafală pentru structurile tip MWFRS Cf este coeficientul aerodinamic în funcție de coeficientul de umplere 48 Kz reprezintă coeficientul de expunere la presiunea dinamică, în funcție de rugozitatea terenului (cat. B – zone urbane, cat. C – teren deschis, cat. D – zone plate) Kzt este factorul orografic Kd reprezintă factorul de direcție a vântului qz și A sunt identice cu definițiile prezentate anterior e) EN 50341-1 [16]

$52Q?? = q?G?G?(1 + 0.2 \sin? 2\varphi)(C??A?? \cos? \varphi + C??A?? \sin? \varphi)$

(3-9) $q? = 2 q??V?? 1$ (3-10) $V? = k? \ln(10/z?)V????$ (3-11) unde: Gq este coeficientul de rafală în funcție de categoria terenului Gt reprezintă factorul de rezonanță structurală Ct1,t2 este coeficientul aerodinamic pentru fețele 1,2 ale stâlpului în funcție de coeficientul de umplere At1,t2 reprezintă aria totală a plinurilor din fețele 1,2 ale stâlpului q_{er} reprezintă densitatea aerului 1,225 kg/m³ kT reprezintă factorul de teren (cat. 1 – mare sau zone costiere, cat. 2 – terenuri plate, cat. 3 – zone industriale sau păduri, cat. 4 – zone cu construcții cu înălțime >15m) z0 este rugozitatea terenului qh și φ sunt identice cu definițiile prezentate anterior Notă: informațiile legate de proiectarea turnurilor, coșurilor și pilonilor din oțel sunt prezentate în EN1993-3-1, însă toate problemele legate de încărcări, combinațiile de încărcări și alte cerințe speciale precum conductoarele, izolatoarele, zone de siguranță sunt acoperite complet de Comitetul European pentru Codul de Standardizare Electrotehnică (CENELEC) EN50341. f) IS 802-1-1:2015 [25] $F?? = P$

$52?(1 + 0.2 \sin? 2\varphi)(A ??C?? \cos? \varphi + A ??C?? \sin? \varphi)$

$G? P? = 0.6V?? V? V? = K? K?K?$ unde: Vb este viteza de bază a vântului (3-12) (3-13) (3-14) 49 K0 reprezintă factorul de transformare a vitezei maxime de rafală cu durată de 3 secunde în viteză medie pe perioadă de 10 minute la un nivel de 10 m deasupra solului K1 reprezintă factorul de risc k2 reprezintă factorul de teren (cat. 1 – teren deschis cu obstrucție redusă, cat. 2 – teren deschis cu obstacole între 1.5 și 10 m înălțime, cat. 3 – zonă cu numeroase obstacole) GT reprezintă coeficientul de rafală în funcție de categoria de teren CdtL,dT, AeL,eT și φ sunt identice cu definițiile prezentate anterior Tabelul 3-6 Încărcarea din vânt pe stâlp ICn110213 Normativ Perpendicular pe linie [kN] Paralel cu linie [kN] La 45°? [kN] 1L-1-67 22.86 24.77 33.67 NTE0030400 27.87 30.15 43.48 MSZ 151-1 14.82 16.78 22.34 ASCE 7-10 20.5 23.21 26.55 EN 50341 35.63 43.18 47.26 IS 802-1-1 32.38 35.67 40.9 Tabelul 3-6 însumează încărcările din vânt calculate pe stâlpi după normativele studiate. Se poate identifica o creștere generală între valoarea încărcării vântului paralel și perpendicular, fapt care se poate explica cu geometria stâlpului: stâlpul are o secțiune dreptunghiulară, fața paralelă cu linia are o suprafață mai mică decât fața perpendiculară. Se observă o asemănare acceptabilă între valorile încărcărilor între 1L-1-67 și NTE 0030400, acestea au crescut cu 22%. 50 50 45 40 Încărcare [kN] 35 30 25 20 15 10 5 0 1L-1-67 NTE00304 MSZ 151-1 ASCE 7-10 EN 50341 IS 802-1-1 Vânt perpendicular Vânt paralel Vânt la 45° Figura 3-7 Variația încărcărilor de vânt în funcție de normative Din Figura 3-7 reiese abaterea standard dintre rezultatele finale. Această abatere reprezintă "distanța euclidiană" a valorilor față de media aritmetică. Încărcările cele mai stricte reies din EN 50341, având valori mai mari în fiecare direcție de vânt decât valorile medii. Cealaltă extremă constituie normativul MSZ 151-1, având valori mai mici cu 50 % decât cerințele EN 50341. În ceea ce privește diferența între NTE și normativele internaționale, se poate conclua că împotriva faptului că nu sunt considerate tipurile de teren în normativul român, valorile finale se află în zona mediană a rezultatelor colective. Comparat cu rezultatele ASCE, NTE are încărcări mai mari cu 35 %, însă valorile aflate din IS sunt cu 16 %, respectiv din EN cu 28 % mai mari decât încărcările din normativul nostru. 3.4.2. Efectul coeficientului de umplere în funcție de înălțimea stâlpului În literatura de specialitate efectul acestui coeficient nu este discutat frecvent, având în vedere faptul că pentru definirea coeficientului aerodinamic trebuie efectuate teste aerodinamice în tunel eolian. Din cauza dimensiunilor stâlpilor, numai subsambele structurilor sunt testate [31], [32]. Acest coeficient de umplere (proporția suprafeței plinurilor și suprafața totală a unei fețe) este necesar pentru definirea coeficientului aerodinamic. Totuși, Mara [33] a observat că coeficientul aerodinamic 51 variază și în funcție cu distanța între membri (Figura 3-8), nu numai în raport cu coeficientul de umplere. Figura 3-8 Configurații diferite pentru un coeficient de umplere constant de 24.3% - Mara [33] Rezultatele încercărilor în tunel eolian indică faptul că normativele specific o valoarea prea conservativă [34] pentru valoarea coeficientului aerodinamic. După compararea mai multor normative, E. Tapia-Hernández [35] prezintă o neconcordanță semnificativă între rezultate și subliniază dezavantajele

complexității procedurilor de calculul al încărcării de vânt din cauza incertitudinilor parametrilor numeroși. În procedura de proiectare și expertizare curentă determinarea coeficientului de umplere prezintă un grad de dificultate considerabil din cauza geometriei și a volumul informațiilor necesare. S-a dezvoltat un raport aproximativ pentru definirea acestui parametru, optimizând ecuația 1 din E. Tapia-Hernández [35]. S-a calculat raportul normalizat al montanților și diagonalelor pentru stâlpul prezentat anterior, respectiv coeficientul de umplere în funcție de diferite înălțimi. 52 (a) vânt perpendicular (b) vânt paralel Figura 3-9 Raport structural între montanți și diagonale Figura 3-9 arată o distribuție clară înspre proporția montanților în direcția perpendiculară de vânt (a) comparat cu direcția paralelă (b). Formulele de aproximare (3-15), (3-16), (3-17), (3-18) s-au realizat prin despărțirea structurii în zona dreptunghiulară (0-21 m) și zona pătrată (21-34,7m), în funcție de înălțimea curentă z. Coeficientul de umplere pe direcția perpendiculară, bazat pe [35]: $z \varphi(z) = 3.2H^? + 0.13$ între 0-21 m (3-15) $H - z \varphi(z) = 2.1H + 0.18$ peste 21 m (3-16) Coeficientul de umplere pe direcția paralelă: $z \varphi(z) = 3.5H^? + 0.1$ între 0-21 m (3-17) $H - z \varphi(z) = 3H + 0.17$ peste 21 m (3-18) 53 ICn110213 lcn+6 ICn lcn-3 40 0.25, 34.7 35 0.31, 29.4 ÎNĂLȚIMEA STĂLPULUI [M] 30 0.37, 25.2 25 0.28, 21 20 0.21, 16.5 15 0.17, 12 10 0.14, 6 5 0.13, 0 0 0.10 0.15 0.20 0.25 0.30 0.40 COEFICIENTUL DE UMLERE (a) – Vânt perpendicular 40 ICn110213 lcn ICn+6 lcn-3 0.17, 34.7 35 ÎNĂLȚIMEA STĂLPULUI [M] 0.22, 29.4 30 0.26, 25.2 25 0.20, 21 20 0.17, 16.5 15 0.13, 12 10 0.11, 6 5 0.13, 0 0 0.10 0.15 0.20 0.25 0.30 COEFICIENTUL DE UMLERE (b) Vânt paralel Figura 3-10 Diagrama coeficientului de umplere în funcție de înălțime și direcția vântului Figura 3-10 (a) și (b) însumează variația coeficientului de umplere în funcție de înălțimea stâlpului. Zona cea mai sensibilă la vânt se poziționează în ambele cazuri între 21 m și 30m, zona între consolele structurii. Se poate observa o tendință de scădere a valorii coeficientului cu creșterea înălțimii stâlpului,

2 ceea ce conduce la o valoare crescută a 54 coeficientului

aerodinamic cts și încărcarea unitară din acțiunea vântului gvst. Tabelul 3-7 Valoarea coeficienților în funcție de înălțimea stâlpului pentru încărcarea de vânt ϕ Cts gvst [kN/m²] Vânt Vânt Vânt Vânt Vânt Vânt perpend. paralel perpend. paralel perpend. paralel lcn-3 0.26 0.19 2.5 2.59 1.71 1.78 lcn 0.24 0.18 2.53 2.61 1.76 1.83 lcn+6 0.2 0.15 2.59 2.68 1.86 1.93 Tabelul 3-7 scoate în evidență importanța coeficientului de umplere. Contrar cu metoda obișnuită de aproximare a valorii 0,2, cu un calcul precis se poate determina încărcarea corespunzătoare pentru fiecare tip de stâlp. 3.4.3. Efectul coeficientului de orografie co în încărcarea de vânt Proprietățile terenurilor din România fiind destul de variabile și sub altitudinea de 800 de m, efectul dealurilor izolate prezintă un aspect semnificativ în încărcările acțiunilor de vânt, totuși nu este considerat în NTE0030400 [10]. Normativul SR EN 1991-1-4 [36] descrie acest parametru în Anexa A3, și specifică zona cea mai afectată în apropierea vârfului pantei. Figura 3-11 Efectul de orografie conform SR EN 1991-1-4, Anexa A3 [36] $c^? = 1 + 2s\varphi$ 55 pentru $\varphi < 0.05$ (3-19) pentru $0.05 < \varphi < 0.3$ (3-20) $c^? = 1 + 0.6s$ pentru $\varphi > 0.3$ (3-21) unde: ϕ este panta versantului de vânt egal cu H/L din Figura 3-11 s factor pentru faleză sau dealuri. În cazul unui stâlp LEA aflat într-un deal cu lungime de 200 m și diferență de nivel de 80 m, astfel având $\varphi = 0.4$, coeficientul de orografie devine 1.24. Dacă acest factor este aplicat în formula 3.4.1. b, forța finală de vânt devine 34.55kN din 27.87 kN. 3.5.Probleme specifice de rezistență și stabilitate În ceea ce privește metoda de dimensionare, până în 1985 s-a realizat cu metoda rezistențelor admisibile, cu ipoteza de încărcări normale și excepționale. Rezistențele admisibile ale elementelor structurale s-au specificat cu un coeficient de siguranță mai redus, astfel fiind diferite decât în cazul elementelor obișnuite în construcțiile metalice. Această abordare s-a explicat prin faptul că ipotezele de încărcare acoperă mai eficient combinațiile posibile. Aceste rezistențe sunt prezentate în Tabelul 3-8, din MATEESCU [37], și s-au specificat după VDE 0210-58 [37]. După 1985, dimensionările s-au făcut la stări limită, folosind coeficienții de suprasarcină pentru regim normal de funcționare sau regim de avarie. Tabelul 3-8 Rezistențe admisibile conf. Mateescu C-ții metale speciale [37] Felul încărcării Încărc. Încărc. normale excepționale kgf/cm² 1 Rezistențe admisibile la întindere și încovoiere OL 38 OL 52 1600 2400 2200 3300 2 Rezistențe la întindere în buloane brute și în buloane păsuite OL 34 OL 44 1120 1500 1540 2060 3 Rezistența la forfecare în nituri și buloane păsuite OL 34 OL 44 1600 2400 2200 3400 4 Rezistența la forfecare în buloane brute 1120 1540 5 Presiunea pe gaură la nituri și OL 34 buloane păsuite OL 44 4000 4800 5500 6000 6 Presiunea pe gaură la buloane brute 2500 3400 56 Ca și exemplu, cerințele legate de zveltețea elementelor de construcție în normativul 1L-1-67 [22] erau precizate în felul următor (Tabelul 3-9): Tabelul 3-9 Coeficientul de subțirime din normativul 1L-1-67 [22] Elementul de construcție Coeficient Montanți stâlpilor 150 Diagonalele comprimate ale stâlpilor și talpa consolelor (riglelor) 150 Toate celelalte bare și construcții 180 Barele zăbrelelor și legăturilor care nu preiau eforturi 250 Barele tensionate, fără tensiune inițială 400 Acest tabel rămâne aproape nemodificat în norma PE-105-90, Tabel 5.1 [11], numai s-a adăugat categoria „Alte elemente care preiau eforturi (diagonale etc.)” cu coeficientul de zveltețe maximă egală cu 200. General vorbind, cerințele descrise în PE-105-90 sunt mult mai dificil de interpretate decât în normativul actualizat recent ASCE 7-10 IS 802-1-1:2015, sau EN 50341-1. Un exemplu ar fi definiția valorii coeficientului minim de flambaj $f = 1 + \alpha^? \lambda^? - 0.2^? + \lambda^? - ?[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^?] - 4\lambda^? \varphi^? = 2\lambda^? 3-22$ unde: N reprezintă efortul de compresie axială de calcul A este aria secțiunii brute a barei R reprezintă rezistența de calcul f înseamnă coeficientul minim de flambaj α reprezintă factorul de imperfecțiune, în funcție de tipul curbei de flambaj l este valoarea coeficientului de zveltețe adimensional de calcul În timp ce în EN 50341-1, coeficientul minim de flambaj f se calculează cu o formulă simplificată cum ar fi: $1 + 0.34x\lambda^? - 0.2) + \lambda^? \varphi^? = 2 3-23$ 57 Referitor la coeficientul de zveltețe adimensional de calcul l, în PE-105-90 acesta se alege în funcție de 19 scheme

95(a, b, c, d, e, f, g1, g2, h, i1, i2, j, k, m, n, o,

p, r, s), iar în EN 50341-1 condițiile sunt clasificate în 6 cazuri, separat pentru montanți și diagonale. O aplicație și mai eficientă se găsește în programul de calcul PLS Tower [38] - software dezvoltat în SUA specializat pentru proiectarea stâlpilor LEA. În acest program zveltețea este calculată separat pentru

elementele lungi sau scurte ($\lambda < 2$ element scurt, altfel element lung), iar excentricitate se ia în considerare cu diferite coduri adiționale (Figura 3-12). Figura 3-12 Diferite condiții pentru capetele barelor în definirea coeficientului de zveltețe adimensional de calcul, în programul de calcul conform EN 50341-1 3.6. Metode și aspecte privind modelarea și analiza structurilor LEA Comportamentul rețelelor liniilor electrice aeriene depinde de mai mulți factori: starea și deformația stâlpilor, influența conductoarelor activi și de protecție respectiv a izolatoarelor. Dintre aceste aspecte, calculul și analiza stâlpilor este responsabilitatea principală a proiectantului de structuri. Contrar cu modul de proiectare a stâlpilor aflați în exploatare, construite în anii 1960, verificarea și expertizarea acestor structuri se face folosind programe de calcul structural în 3D. În acest sens, în cele ce urmează se investighează principalele aspecte de 58 modelare structurală, care pot prezenta posibile interpretări greșite din partea proiectantului. Motivul principal care determină complexitatea modelării este faptul că stâlpii LEA sunt realizați aproape exclusiv din corniere cu aripi egale. Aceste profile sunt prinse între ele în cele mai multe cazuri doar pe o latură, cu ajutorul șuruburilor. Această prindere conduce la un transfer excentric al încărcărilor [39].

3.6.1. Comparția metodelor actuale din literatura de specialitate cu metodele clasice manuale În literatura de specialitate Xing și Mills [40] rezumă principalele metode de calcul după cum urmează: a) metoda beam-column: aceasta fiind metoda cea mai tradițională, cornierele sunt considerate ca și elemente tip bare. În mod uzual, capetele barelor sunt conectate centric. Într-o abordare mai corectă, dar în acest timp și mult mai îndelungată, centrele cornierelor sunt conectate excentric cu legături rigide, astfel generând momente încovoietoare suplimentare [41]–[44]; b) metoda beam-column-shell: aici sunt folosite combinat elementele tip bară cu elementele tip solid. Montanții sunt descompuse în plăci solide și diagonalele sunt prinse cu legături rigide de acestea. Astfel, se poate simula pierderea de stabilitate și plastifierea picioarelor [45], [46]; c) metoda shell: în acest caz, fiecare bară este realizată din plăci solide, conexiunile excentrice fiind făcute cu legături rigide. Această procedură este utilizată în mod normal pentru elemente individuale [47], din cauza volumului de modelare extrem de mare. De exemplu, un stâlp de 110 kV cu înălțime de 26 m este format din aprox. 260 de bare, iar un stâlp de 220 kV cu înălțime de 49 m conține aprox. 850 bare. d) metoda 3D brick: varianta cea mai detaliată și complexă. Atât cornierele, cât șuruburile respectiv plăcile îmbinărilor sunt modelate din piese tip solid, realizate din elemente hexagonale 3D cu 8 noduri cu integrare redusă, denumite C3D8R (Figura 3-13 a și b). Această abordare oferă cele mai precise rezultate și moduri de cedare, însă folosirea metodei este limitată la elemente și îmbinări locale [48].

59 (a) (b) Figura 3-13 (a) nod 3D cu 8 noduri cu integrare redusă tip C3D8R, (b) configurație de șurub - Yan Zhunge [48] Comparția privind precizia și durata de modelare a metodelor enumerate mai sus este prezentată în Figura 3-14. Figura 3-14 Comparția metodelor de calcul – Xing Ma, Mills JE [40] În ceea ce privește comparația metodelor actuale cu metoda de calcul a stâlpilor LEA proiectate începând din anii 1950, se poate observa o diferență enormă care se datorează dezvoltării programelor de calcul structural comercial. Înainte de folosirea acestor programe, dimensionare s-a realizat manual cu formulele obișnuite de calcul, prin descompunerea sistemelor spațiale în sisteme plane, static determinate, fiecare sistem fiind calculat la componentele încărcărilor din peretele respectiv. Determinarea eforturilor în bare s-a făcut cu metoda grafico- analitică (Figura 3-15). Trebuie menționat că această abordare a dispărut complet din practica de proiectare uzuală, nici nu face parte din 60 subiectele predate în facultate, deși este cea mai pragmatică metodă din punct de vedere ingineresc. Figura 3-15 Metoda grafico-analitică – K.P. Kryukov, 1975 [49] Din desene realizate la scară se măsoară lungimile de intersecție, iar calcul eforturilor se face cu ajutorul unei simple împărțiri. Apoi, eforturile calculate din sistemul proiectat pe planul vertical vor fi corectate cu înclinația pereților. a.) montanți $P_h? U? = - b? \cos \gamma$ (3-24) $P a$ b.) diagonale $D? = - d?$ (3-25) Pentru calculul momentelor de răsucire se calculează componenta orizontală a forței unilaterale P (Figura 3-16), care va fi descompusă în două cupluri P1 și P2 care acționează pe cele patru fețe ale stâlpului. 61 Figura 3-16 Schema de încărcare a momentului de răsucire – Mateescu, 1962 [37] $M? = P?l$ (3-26) $M? M? P? = 2a P? = 2b$ (3-27) Se poate observa diferența complexității între metodele pe baza programelor de calcul și metodele manuale. În primul caz sunt evidențiate efectele analizei de ordinul doi, rigiditățile îmbinărilor, flambajul local și global, iar în al doilea caz se fac abstracții și aproximări în ceea ce privește comportamentul spațial a structurii.

3.6.2. Aspecte despre diferite interpretări de modelare a structurilor LEA Vorbind despre structuri cu configurație spațială complexă, modelarea stâlpilor LEA existenți prezintă o provocare semnificativă comparat cu halele industriale, sau multietajate cu formă rectangulară. Este necesară o bază de date care conține informații detaliate despre alcătuirea geometrică și detaliile transversale, precum și posibilitatea de a vizita terenul pentru interpretarea stării structurale a stâlpului. În continuare, vor fi prezentate pe stâlpul prezentat anterior, ICn110213 diferențele dintre diverse variante de modelări în funcție de rotirea cornierelor, configurația consolelor, excentricitățile elementelor respectiv de folosirea plăcilor. Stâlpul analizat este modelul ICn+6 cu înălțime de 34,75 m, barele având articulații în capete și sunt prinse centric între ele.

3.6.2.1. Rotirea elementelor structurale Deoarece stâlpii LEA au secțiune transversală dreptunghiulară și secțiune variabilă cu schimbarea înălțimii, elementele din fețele laterale 62 prezintă înclinații diferite ($6,28^\circ$ vs. $3,71^\circ$). Aceasta se manifestă prin rotirea corespunzătoare a elementelor structurale secundare (diagonale, elemente redundante) și principale (montanții). În cazul stâlpului studiat, valoare rotirii montanților este -124° respectiv -147° -

143 **Figura 3-17 (b). (a) (b) Figura 3-17** Rotirea greșită (a)

și corespunzătoare a montanților (b) Prin neglijarea acestei rotiri și lăsând barele cu setarea de bază de 0° , rezultatele analizei de flambaj prezintă o diferență de 5 % în solicitarea structurală: 95,6 % în cazul modelului rotit corect vs. 100,7 % atunci când cornierul nu este modelat corespunzător (Figura 3-18). 63 (a) (b) Figura 3-18 Procentul de solicitare structurală în funcție de rotirea greșită (a) și corespunzătoare a montanților (b) În cazul examinării importanței de rotire a diagonalelor și elementelor redundante, se poate conclua că acest aspect este neglijabil, deoarece nu se observă diferență între eforturile axiale sau procentajul de solicitare structurală.

3.6.2.2. Definierea excentricităților geometrice Se poate observa o diferență mică, dar importantă în privința dimensiunilor de bază a stâlpilor LEA. Se poate observa o diferență între lungimea de bază a modelului de calcul și structura finală detaliată, care se poate explica prin

excentricitatea montantului. Această excentricitate este reprezentată cu valorile y_s și z_s în Figura 3-19 a. Dimensiunea finală a bazei este măsurată între fețele exterioare ale cornierelor (Figura 3-19 b). Acest aspect prezintă avantaje privind realizarea îmbinărilor diagonalelor de picioare respectiv în privința aspectelor de execuție și montaj, dar este neglijat în procedura de modelare a stâlpilor LEA în programele de calcul structural. 64 (a) (b) lățimea tronsonului în program de calcul (c) lățimea tronsonului detaliat Figura 3-19 Excentricitatea montantului De această valoare de excentricitate e s-a ținut cont în dimensionarea inițială în calculul componentei axiale a momentului: $X = \pm \dots$ [kgf] $+(?)$ (3-28) Dacă de această excentricitate se ține cont în modelul inițial în analiza 3D, rezultatele sunt următoarele (ținând cont că în modelul fără excentricitate valoarea este 81%): ? în cazul montanților cu configurație articulată, rezultatul analizei de flambaj prezintă o solicitare structurală de 256,2 %, valoarea cea mai mică de α_{cr} fiind 0,75, și se poate observa o pierdere de stabilitate globală a stâlpului la $\alpha_{cr}=0,92$; ? în cazul în care montanții sunt modelați continuu, această valoare este 133,7 %, iar valoarea cea mai mică de α_{cr} este 1,76. 65 (a) montanți articulați (b) montanți continuu Figura 3-20 Rezultatele analizei de flambaj pentru montanți cu excentricitate în funcție de capete Se poate observa poziția modificată a montanților, astfel încât diagonalele principale laterale intersecționează pe planul exterior, asemănător cu detaliul realizat în execuție. Diferența este de 175,2 % între cele trei modelele studiate, (Figura 3-20), ceea ce indică că această modalitate de calcul al excentricităților este imprecis și nu prezintă rezultate fiabile. 3.6.2.3. Configurația consolelor Un alt aspect asemănător, localizat în consolele stâlpilor LEA este prezentat în Figura 3-21. În calculul structural, talpa inferioară și superioară a consolei se intersecționează linear într-un punct. În analiză, acest punct este încărcat cu acțiunile aferente conductoarelor. Pe de altă parte, structura finală este realizată în capătul consolelor cu un cheson din plăci, de această suprafață se agață clema izolatoarelor. În exemplul care urmează să fie prezentat, stâlpul de susținere Sn220251 este examinat din punct de vedere al configurației consolelor. Încărcările dominante care acționează pe console sunt următoarele: greutatea proprie de 55,76 kN, și vântul considerat ca fiind 10,54 kN. Talpa inferioară este formată din cornier tip L80x8, talpa superioară din L70x7, respectiv diagonalele din L40x4, tipul oțelului fiind OL37 (S235). 66 (a) configurație centrică (b) configurație cu capăt modificat Figura 3-21 Diferite configurații ale consolei stâlpului SN220251 Prin urmare, datorită modificării liniarității barelor, apar momente încovoietoare suplimentare – 1,75 kNm comparat cu 5,98 kNm. (a) momente încovoietoare pentru configurație centrică 67 (b) momente încovoietoare pentru configurație cu cheson Figura 3-22 Diferența între momentul încovoiitor în funcție de configurația consolei Solicitarea structurală se dublează de la 85,3 % la 164,8 %, respectiv valoarea lui α_{cr} se modifică de la 6,04 la 1,41 (Figura 3-23). (a) procentul de solicitare structurală pentru configurația centrică (b) procentul de solicitare structurală pentru configurație cu cheson Figura 3-23 Rezultatele analizei de flambaj pentru console cu configurații de capete diferite 68 3.7. Îmbinările structurilor LEA Efectul îmbinărilor are un rol deosebit de important la comportamentul în exploatare a structurilor metalice. Analizele realizate în procedeele de proiectare zilnică nu iau în considerare comportamentul complex al îmbinărilor cu șuruburi ale structurilor LEA. Acest comportament are un impact important în mecanismul de cedare a stâlpilor. În acest capitol se vor prezenta rezultatele analizelor de rezistență și rigiditate efectuate pe îmbinările stâlpului ICn110213. Calculele s-au făcut în programul de calcul Idea StatiCa. 3.7.1. Clasificarea îmbinărilor

29 Clasificarea îmbinărilor conform normei europene SR EN 1993-1-8

[15] se realizează după rigiditate, rezistență și ductilitate. În cele ce urmează vor fi prezentate clasele aferente ale acestor tipuri. 3.7.1.1. Clasificare după rigiditate Un nod poate fi rigid, semirigid sau nominal articulată. Clasificarea se realizează prin determinare rigidității inițiale de rotiri $S_{j,ini}$, apoi prin compararea acestei rotiri cu cele două limite $S_{j,Rig}$, $S_{j,Pin}$ (Figura 3-24). Această figură prezintă un exemplu teoretic pentru capacitatea de rotire a unui nod rigid, calculat în programul Idea Statica. Încărcarea momentului încovoiitor este $M_{ed}=45$ kNm, și $M_{j,Rd}$ reprezintă capacitatea îmbinării la limita de deformare specifică a plăcilor, care s-a considerat 5%. Rigiditatea inițială de 42,8 MNm/rad se obține prin intersecțierea valorii momentului $2/3 M_{j,Rd}$ cu rigiditatea de rotire tangentă. $RIGID S_{j,ini} \geq 8 EI/L^2$ cadre contravântuite $S_{j,ini} \geq 25 EI/L^2$ cadre necontravântuite ARTICULAT $S_{j,ini} \leq 0.5 EI/L^2$ În care: $S_{j,ini}$ rigiditatea inițială la rotire E modul de elasticitate; I_b momentul de inerție a grinzii; L_b deschiderea grinzii. (3-29) (3-30) (3-31) 69 Figura 3-24 Clasificarea îmbinărilor după rigiditate Îmbinări rigide: O îmbinare rigidă are

123 suficientă rigiditate la rotire pentru a justifica un calcul bazat pe continuitate deplină.

Însă, deformările îmbinării trebuie limitată să nu reducă rezistența structurii cu mai mult de 5%. Îmbinări semirigide: aceste îmbinări nu satisfac criteriile corespunzătoare unei îmbinări rigide sau nominal articulate, dar sunt capabile să transmită moment încovoiitor care produce rotire relativă a elementelor. Îmbinări nominal articulate: îmbinări care nu dezvoltă momente dar permit rotiri și transmit eforturile elementelor. Notă: Îmbinările din zonele limită pot fi considerate semirigide dacă prezintă avantaje în procedura de calcul. 3.7.1.2. Clasificare după rezistență Privind acest aspect, nodurile sunt clasificate ca și nod total rezistent (încăstrare totală), nominal articulată și parțial rezistent (Figura 3-25). Clasificarea se realizează comparând momentul capabil al nodului cu momentul capabil al elementului cu care se îmbină. Total rezistent: rezistența de calcul a nodului trebuie să fie mai mare decât a elementelor îmbinate. $M_{j,Rd} \geq M_{ed}$ (3-32) 70 Nominal articulată: această îmbinare transmite forțele de calcul fără să dezvolte momente semnificative care influențează în mod nefavorabil elementele structurii. Capacitatea unei astfel de îmbinări trebuie să fie suficientă pentru a asigura sub încărcările de calcul apariția articulațiilor plastice. $M_{j,Rd} \geq 0.25 M_{ed}$ (3-33) Rezistență parțială: în acest caz îmbinarea preia moment încovoiitor, dar această valoare este mai mică decât valoarea momentului încovoiitor al secțiunii elementului de care este conectat. Rigiditatea acestei îmbinări trebuie să aibă o valoare care să asigure formarea articulațiilor plastice sub încărcările de calcul. Figura 3-25 – Clasificarea îmbinărilor după rezistență 3.7.1.3. Clasificare după ductilitate [50] [51] În modul

cum sunt clasificate secțiunile transversale ale elementelor privind ductilitatea lor, se pot clasifica similar și îmbinările. Clasificarea se face în trei categorii în

29 funcție de capacitatea de rotire corespunzătoare momentului rezistent

Mj,Rd (Figura

3-26). Îmbinări neductile: aceste tipuri prezintă o cedare înainte de atingerea momentului rezistent, datorită rupei unei componente a îmbinării. Îmbinări cu ductilitate medie: în acest caz îmbinările au o capacitate de a prelua momentul plastic rezistent, însă capacitatea lor de rotire este limitată după atingerea acestui moment. Îmbinări ductile: au capacitatea de a dezvolta momentul plastic rezistent pe lângă care se dezvoltă o rotire suficient de mare. 71 Figura 3-26 – Clasificarea îmbinărilor după ductilitate 3.7.2. Îmbinări specifice ale structurilor LEA Structura metalică a stâlpilor LEA se execută sudată sau bulonată. Se folosește mai ales sudura pentru lucrările executate în atelier și bulonarea pentru asamblările de montaj. În cazul stâlpilor cu dimensiuni mici și mijlocii, montanții sunt realizați dintr-un singur cornier, astfel fiind posibilă prinderea directă a diagonalelor și orizontalelor pe aripile acestor corniere. Dacă eforturile în diagonale sunt mici, se admite prinderea acestora cu un singur șurub. În cazul când sunt necesare mai multe șuruburi, îmbinarea se realizează cu ajutorul guseurilor. La stâlpii mari (de obicei stâlpii de întindere în colț din liniile de 220 kV respectiv stâlpii din liniile de 400 kV), configurarea montanților și diagonalelor principale se face cu o secțiune formată din două corniere așezate în cruce. Cornierele în cruce sunt rigidizate cu plăcuțe și corniere suplimentare, conform Figura 3-27 (a) din Mateescu [37]. În cazul când geometria stâlpului indică schimbarea unghiului între tronsoane, nodurile nu vor fi așezate pe aceeași dreaptă: îmbinarea montanților se realizează prin intermediul cornierelor și ecliselor îndoite Figura 3-27 (b) din Kryukov [49]. (a) Mateescu [37] (b) Kryukov [49] Figura 3-27 Detalii constructive pentru îmbinările stâlpilor LEA 72 Pentru o transmitere cât mai centrică a încărcărilor, se recomandă că excentricitatea să fie mai mică decât arătată pe Figura 3-28. Figura 3-28 Prinderea excentrică a diagonalelor - PE 105-90. Pentru o transparență mai bună, Tabelul 3-10 însumează valorile acestor excentricități admisibile în funcție de dimensiunile cornierelor cele mai uzuale. Pentru a evidenția efectul acestei excentricități (care nu este luată în considerare în dimensionarea îmbinărilor), s-a considerat o diagonală prinsă la 45° cu forță axială de 30 kN în profilul cu cea mai mare excentricitate admisibilă. Tabelul 3-10 Momentul încovoietor în funcție de excentricitatea profilului Profil Excentricitate maximă [mm] Moment încovoietor [kNm] L70x7 19.7 0.42 L80x8 22.6 0.48 L90x9 25.4 0.54 L100x10 28.2 0.60 L120x12 34 0.72 L140x13 39.2 0.83 L150x15 42.5 0.90 L160x16 45.3 0.96 Tabelul 3-10 arată valoarea momentului încovoietor în funcție de excentricitatea maximă admisă. Dacă această îmbinare presupusă cu diagonală la 45° ar fi realizată cu un singur șurub, astfel fiind perfect articulată, totuși s-ar produce un moment încovoietor de 1 kNm în cazul unui profil L160. La o posibilă suprasolicitare din vânt în cazul unei îmbinări complexe cu mai multe bare, acest efect încovoietor ar putea conduce la cedarea îmbinării. 73 3.7.3. Studii analitice –metoda CBFEM Tocmai din cauza aspectelor enumerate în subcapitolul anterior s-a realizat un calcul complex cu ajutorul metodei CBFEM, ținând cont de excentricitățile și rigiditățile îmbinărilor. Pentru modelările numerice în cadrul acestei cercetări s-a folosit programul Idea StatiCa, dezvoltat de echipe din cadrul Facultății de Inginerie Civilă din Praga, și din Universitatea de Tehnologie din Brno [52]. Verificarea și validarea metodei este descrisă în [53]. Pe baza acestor exemple și descrieri, în următoarele se vor prezenta câteva aspecte despre teoria folosită în studiul îmbinărilor. Metoda CBFEM este o sinergie a metodei componentelor și a metodei elementelor finite (Figura 3-29). Această metodă se bazează pe ideea că majoritatea operațiunilor eficiente și utile ale metodei componentelor vor fi combinate cu modelarea și analiza metodei elementelor finite, astfel evitând punctul slab al metodei componentelor, care constă în generalitatea rezultatelor când se analizează tensiunile componentelor individuale. Figura 3-29 Metoda CBFEM, combinația între metoda componentelor și metoda elementelor finite– www.ideastatica.com [52] Plăcile în metoda CBFEM sunt modelate cu materiale elasto- plastice, cu palier de curgere conform EN1993-1-5, Par. C.6. Comportamentul material se bazează pe criteriul von Mises, cu o valoare recomandată a deformației specifice de 5%. 6 grade de libertate sunt considerate pentru fiecare nod (3 translații ux,uy,uz și 3 rotații φx, φy, φz), iar elementele sunt construite cu elemente finite tip 4-nod quadrangle shell. 74 În procesul de analiză numerică folosită în verificarea îmbinărilor LEA s-au luat în considerare ipotezele specifice analizei GMNA (analiză neliniară geometrică cu neliniaritate de material a unei structuri perfecte). Avantajul cel mai semnificativ al metodei CBFEM față de metoda componentelor constă în modelarea elementelor de legătură (suduri și șuruburi). Pentru determinarea sudurilor s-a dezvoltat o metodă cu redistribuție plastică, prin implementarea unui element special elasto- plastic între plăci, care respectă grosimea, poziția și orientarea cordonului de sudură. Starea de plasticitate este controlată de solicitările în secțiunea cusăturii de sudură, iar vârfurile tensiunilor sunt redistribuite de-a lungul lungimii sudurii. În ceea ce privește calculul șuruburilor, metoda CBFEM modelează întinderea, forfecarea și presiunea pe gaură a șuruburilor cu ajutorul unei componente descrise de un arc elastic neliniar dependent. Întinderea în șurub se determină cu următoarele: rigiditatea axială inițială, rezistența de proiectare, inițializarea de curgere și capacitatea de deformare. Pentru evaluarea rigidității îmbinărilor, fiecare bară din îmbinare trebuie analizată individual, deoarece programul analizează doar o singură bară care are capătul liber încărcat, în timp ce restul barelor au capetele rezemate. Rigiditatea la rotire secantă după axele y și z s-au obținut prin aplicarea momentelor încovoietor Mj,Ed,i,yz, și se calculează conform: $M_{j,Ed,i,yz} S_{j,Ed,i,yz} = \phi_{j,Ed,i,yz} (3-34)$ unde: Sj,Ed,i,yz este rigiditatea de rotire secantă după axele y sau z; Mj,Ed,i,yz reprezintă momentul încovoietor în direcția y sau z; $\phi_{j,Ed,i,yz}$ este capacitatea de rotire a îmbinării în direcția y sau z. Această rigiditate se derivă în procesul de calcul în timpul aplicării încărcărilor. Rigiditatea inițială la rotire este prevăzută să fie liniară până 2/3 Mj,Rd, conform SR EN 1993-1-8:2005, cap. 6.3.1, și se calculează conform formulei: $S_{j,Ed,i,yz} \cong S_j = M_{j,Rd,i,yz} / \phi_{j,Ed,i,yz} (3-35)$ unde: Sj,ini,i,yz este rigiditatea de rotire inițială după axele y sau z; MRd,i,yz reprezintă momentul încovoietor capabil de calcul, în metoda CBFEM se specifică la valoarea de 5% din deformația specifică maximă 75 3.7.4. Detaliile îmbinărilor studiate analitic S-a realizat o analiză generală a îmbinărilor stâlpului prezentat în capitolul 3.4.1, cu scopul de a determina proprietățile lor de rezistență, rigiditate și stabilitate. Îmbinările s-au

împărțit în 3 categorii: (I) îmbinări între tronsoane, (II) îmbinările diagonalelor și (III) îmbinările elementelor secundare. Modelele s-au construit pe baza detaliilor disponibile din planșeele realizate în anii 1960. În procesul de modelare s-a ținut cont de excentricitățile barelor. Pentru profile și plăci s-a folosit oțel S235, iar pentru șuruburi grupa 5.6. Încărcările barelor s-au calculat în analizele globale elastice din programul Consteel [54], montanții fiind considerați continui, iar diagonalele principale și secundare articulate. Forțele au fost aplicate într-un mod în care acțiunea încărcărilor în fiecare nod studiat s-a aflat în echilibru. Fiecare îmbinare a respectat cerințele structurale pentru încărcările de calcul, însă obiectivul analizelor a fost evaluarea capacității maxime a îmbinărilor studiate. Legătura între doi montanți se realizează prin intermediul unui element tip eclisă cu lungime de 860 mm. Această bară se prinde de corniere principale într-un mod decalat cu 6 șuruburi M30. Distanța de la capătul cornierului este 60 mm, iar între șuruburi de 120 mm. Diametrul găurii este de 32 mm. Prinderea diagonalelor de montanți se realizează cu platbande cu grosime de 8 mm, sudura diagonalelor de platbandă fiind între 3,5 și 5 mm, în funcție de sarcina în bară și direcția puternică a profilului. Pentru o identificare mai ușoară, s-au folosit următoarele coduri pentru îmbinările studiate, așa cum sunt prezentate în Figura 3-30: - J1: prinderea piciorul principal L140x12 în fundație și legătura diagonalelor L70x6 cu L60x6 în montanț; - J2: îmbinarea montanților L140x12 din tronsoanele VI și V cu diagonalele inferioare și superioare L70x6 și L60x6; - J3: conexiunea picioarelor L140x12 și L120x12 cu diagonalele L70x6 și L60x6 din tronsoanele V și IV, pentru varianta ICn-3; - J4: configurație asemănătoare cu J3, numai pentru stâlpul ICn și ICn+6; - J5: legătura picioarelor principale L120x12 cu L120x12 alături de diagonalele și montanții L70x6 și L60x6 între tronsoanele IV și III; - J6: îmbinarea profilelor L120x12 cu L120x10 din tronsoanele III și II, împreună cu montanții și diagonalele L70x6 și L60x6; - J7: nodul central al contravântuirilor cornierelor 9 bare tip L70x6; 76 - J8: îmbinare sudată al contravântuirilor L60x6 de montanțul L120x10 din tronsonul II; - J9: conexiune cu platbandă și șuruburi al contravântuirilor L60x6 de montanțul L120x10 din tronsonul II.

138(J1) (J2) (J3) (J4) (J5) (J6) (J7) (J8) (J9) Figura 3-30

Îmbinările calculate pentru stâlpul ICn 110213 folosind metoda CBFEM În categoria I se consideră îmbinările J1+J6, din categoria II J7, respectiv din categoria III îmbinările J8 și J9. 3.7.5. Rezultatele simulărilor numerice Pentru îmbinările din categoria (I) s-au realizat calcule care specifică proprietățile conexiunilor ținând cont de următoarele aspecte: ? verificarea de rezistență elastică și de stabilitate la încărcările rezultate din calculul global; ? capacitatea maximă de preluare a momentelor încovoietoare; ? comportamentul privind rotirea și rigiditatea; ?? ? capacitatea maximă în funcție de încărcări articulate N+Vy+Vz respectiv încărcări cu moment N+Vy+Vz+My+Mz; Pentru îmbinările din categoriile (II) și (III) s-a specificat rigiditatea conexiunilor. Tabelul 3-11 prezintă centralizat încărcările aplicate pe îmbinările din categoria I și rezultatele analizelor numerice. Deoarece programul calculează tensiunile în platbande și corniere cu metoda FEM, acestea sunt afișate ca și valori de vârf în jurul limitei 235 N/mm², și nu reprezintă capacitatea generală a îmbinării. Într-un mod similar procedează programul și cu rezultatele capacității sudurilor, afișând procentual valorile de vârf, aproape de limita de 100%. Ținând cont de acești factori, ca și rezultate finale se prezintă procentual solicitarea maximă a șuruburilor, și valoarea coeficientului de multiplicare al încărcării de calcul (acr) corespunzător a modurilor relevante de flambaj. Tabelul 3-11 Încărcările de calcul și rezultatele analizelor numerice pentru îmbinări Tipul de Încărcări Rezultate nod Compresiune / Întindere

89Vy [kN] Vz [kN] My [kNm] Mz [kNm]

Șuruburi [%] Flambaj acr J1 -447.01 362.13 -1.98 0.56 -0.15 1.64 -0.96 1.5 1.78 -0.6 46.6 12.41 J2 -445.16 364.11 -4.17 -3.88 -0.89 -0.59 -0.34 -0.17 4.68 -3.99 61.1 9.03 J3 -423 347 0.9 -0.84 2.7 -1.83 -0.46 -1.7 -2.03 0.4 60.9 9.26 J4 -444.25 367.5 5.36 -4.49 1.48 -0.78 -0.26 -0.1 4.75 -4.05 64.2 8.68 J5 -400.82 330.61 -0.62 0.73 -1.03 0.17 -0.66 0.15 0.61 -0.64 54.1 15.57 J6 -367 302.91 -0.27 1.25 -1.26 -0.05 0.36 -0.48 -0.75 0.01 50.3 11.9 Analizând rezultatele, se poate observa că îmbinările studiate prezintă o rezervă considerabilă sub încărcările de calcul, atât în privința solicitării șuruburilor precum și în rezistența la pierdere de stabilitate. Solicitățile maxime indicate pentru șuruburi au rezultat în mod general din interacțiunea între forfecare și întindere, verificat conform SR-EN 1993-4-8 tabelul 3.4., cu o valoarea maximă 64,2% pentru îmbinarea J4: $78 \cdot \frac{V}{V_{Rd}} \cdot \frac{M}{M_{Rd}} \cdot \frac{N}{N_{Rd}} + \frac{V}{V_{Rd}} \leq 1$ (3-36) Pentru a accentua comportamentul real al îmbinării de continuare a montanților și pentru a infirma comportamentul ei ca și articulație, s-a realizat o analiză

2cu scopul de a determina capacitatea maximă de preluare a

momentului încovoietoare. Aceasta s-a făcut folosind opțiunea Joint Design Resistance în programul Idea StatiCa, unde se pot calcula încărcările maxime posibile și capacitatea portantă reziduală a îmbinărilor. În procesul simulărilor numerice s-au aplicat individual încărcări de moment încovoietoare, prima dată în direcția y apoi în direcția z, corespunzător deformațiilor stâlpului din analiza globală. Momentul cel mai defavorabil se constată în direcția scurtă a stâlpului. Tabelul 3-12 Capacitatea maximă de moment încovoietoare pentru îmbinările de continuare Tipul de Îmbinare Capacitatea reziduală la moment încovoietoare My [kNm] Mz [kNm] J1 18.6 21.6 J2 20.7 20.7 J3 15.75 15.6 J4 15.67 15.67 J5 15.15 13.56 J6 13.38 13.38 Tabelul 3-12 prezintă centralizat rezultatele analizelor privind capacitatea maximă a îmbinărilor la moment încovoietoare. În funcție de geometria și numărul diagonalelor, pentru îmbinări nesimetrice există diferențe între capacități maxime în funcție de direcție. Comparat cu încărcările de calcul din analiza globală, se poate observa că conexiunile prezintă o capacitate suficientă la preluarea momentelor încovoietoare. Figura 3-31 prezintă schematic harta tensiunilor și a deformațiilor plastice pentru îmbinarea J2, sub încărcarea maximă My, cu o scară de deformație de 5. 79 Figura 3-31 Harta tensiunilor și deformațiilor plastice pentru îmbinarea J2

Tabelul 3-13 Rezultatele analizei de rigiditate pentru îmbinările studiate Tipul de S_j,ini Clasa de rigiditate Limitele clasei îmbinare [kNm/rad] [kNm/rad] My Mz My Mz Rigid Articulat J1 1757 751 semirigid 5948 37 J2 6238 1291 semirigid 8699 543 J3 2333 1130 semirigid 4719 295 J4 1881 788 semirigid 6182 386 J5 855 340 semirigid articulat 6182 386 J6 5550 1103 semirigid 5259 329 L70x6 1335 40 rigid articulat 318 20 L60x6 267 85 rigid semirigid 191 12 J8 183 77 semirigid 383 24 J9 310 22 semirigid articulat 383 24 Tabelul 3-13 însumează rezultatele analizelor de rigiditate pentru îmbinările studiate, în funcție de direcția momentului încovoietor. Se constată un comportament semirigid pentru majoritatea îmbinărilor din categoria I, numai pentru direcția Mz din nodul J5 se observă un comportament articulat. Acest rezultat se explică cu faptul că această îmbinare se află între tronsoanele IV și III, unde se schimbă geometria 80 diagonalelor din configurație în romb în configurație alternantă, astfel îmbinarea este nesimetrică și prezintă un comportament mai slab în direcția Mz. Pentru categoria II comportarea este rigidă în direcția principală de moment, datorită sudurii longitudinale a diagonalelor, însă pentru direcția Mz este articulat pentru profilul L70x6 și semirigid pentru L60x6, în final, pentru categoria 3 iarși se observă un rezultat semirigid. Tabelul 3-14 Capacitatea ultimă pentru forța axială a îmbinărilor din categoria I Tipul de Întindere Compresiune îmbinare N+My N+N+My N J1 655 630 750 765 J2 630 630 740 750 J3 540 540 595 645 J4 545 545 620 645 J5 545 545 620 635 J6 460 460 565 570 În Tabelul 3-14 se pot observa rezultatele calculului pentru capacitățile ultime axiale efectuate pe îmbinările din categoria I. Scopul acestor analize a fost evidențierea acțiunii momentelor în capacitatea ultimă a îmbinărilor. Sarcinile s-au aplicat crescând proporțional până la atingerea limitei, lângă menținerea echilibrului forțelor în nod. Componenta care atinge prima dată limita, este deformația specifică a plăcilor, care s-a limitat la 5 %. Contrar calculului manual, s-a constatat o diferență substanțială de 17 % între forța maximă de întindere și compresiune maximă, rezistența la compresiune fiind superioară. În ceea ce privește efectul momentului încovoietor, aceasta se manifestă mai accentuat în combinația cu compresiunea, unde se reduce capacitatea cu 3 %.

29 În cazul forței de întindere, momentul încovoietor nu are efect de

reducere. Pentru a dovedi acuratețea rezultatelor analizelor realizate în programul Idea StatiCa [52], s-a făcut și verificarea manuală a îmbinărilor pe baza următoarelor cerințe: ? rezistența la forfecare în tija șurubului cu un plan de forfecare; ? rezistența la presiunea de gaură în cornier; ? forța capabilă a cornierului pe baza secțiunii nete; ? calculul ruperii în bloc. 81 Componenta care dimensionează rezistența îmbinării este forța capabilă a cornierului pe baza secțiunii nete, care arată în felul următor: $0.9A\gamma\gamma_f A\gamma\gamma\gamma_f N\gamma\gamma = \min(\gamma\gamma, \gamma\gamma) (3-37)$ În care: $A\gamma\gamma, A\gamma\gamma\gamma$ este aria netă și brută a cornierului $f\gamma, f\gamma$ limita de curgere a materialului, și rezistența la tracțiune $\gamma\gamma, \gamma\gamma\gamma$ factori parțiali de siguranță 3.7.6. Studiu comparativ pentru îmbinarea de continuizare În normele de proiectare îmbinările stâlpilor LEA sunt considerate articulate, abordare care reprezintă o simplificare considerabilă în procedura de calcul. Însă cercetările experimentale au arătat că îmbinările considerate articulate prezintă anumită rigiditate la rotire. Această estimare greșită are un efect în comportamentul global al structurii din punct de vedere al flexibilității și al distribuției eforturilor interne în structură. Determinarea corectă a comportamentului nodurilor de continuizare a montanșilor prezintă cea mai mare provocare dintre toate îmbinările structurii. Îmbinarea piciorului alcătuit dintr-un singur cornier poate fi realizată în 5 diferite moduri, după cum urmează (Figura 3-32): a) cu un cornier interior și gusee individuale pentru prinderea diagonalelor; b) direct, prin suprapunerea cornierii tronsonului superior cu cel inferior, guseele fiind sudate și prinse cu șuruburi; c) cu un cornier interior și gusee continue pentru conexiunea diagonalelor, îmbinarea fiind realizată în afara nodului; d) cu un cornier interior și eclise prinse cu două coloane de șuruburi – îmbinarea fiind poziționată în afara nodului; e) cu plăci de capăt - în acest caz guseele sunt sudate de plăci de capăt care au rol de rigidizare, iar montanșii sunt prinși cu șuruburi în guseele respective. 82

20(a) (b) (c) (d) (e) Figura 3- 32 Diferite configurații de

îmbinări de continuizare, analizate în Idea StatiCa Trebuie menționat că aplicarea acestor detalii de îmbinări s-a schimbat în cursul anilor. De exemplu, îmbinările (a) și (b) s-au folosit în stâlpii construiți între anii 1960-1990. Procedura de proiectare din anii 1990 până zilele actuale folosește detaliile (c) și (d). Această tendință de a muta îmbinarea din nod prezintă avantaje în comportamentul global al structurii, deoarece eforturile din diagonale pot fi gestionate mai eficient dacă îmbinarea tronsoanelor nu este poziționată chiar în nod. Ceea ce privește îmbinarea (e), această soluție nu s-a folosit pe teritoriul țării, ci s-a identificat într-o vizită în Letonia. Îmbinarea principală din zona tronsonului inferior se poate observa în Figura 3-33, iar detaliul aferent a conexiunii stâlpului s-a identificat în cartea Kryukov, Kurmosov, Novgorodtsev din 1975 [49]. 83 (a) (b) Figura 3-33 Îmbinare de continuizare cu plăci de capăt - (a) Fotografie de teren în Letonia (colecție personală), (b) detaliu din [49] S-a realizat un studiu comparativ privind rigiditatea îmbinărilor, folosind o configurație și încărcări identice pentru fiecare îmbinare: ? cornierul inferior este realizat din profil L140x12, cel superior din L120x12, diagonalele fiind L60x6 iar în cazul (e) barele orizontale din L50x5; ? materialul s-a ales S235, șuruburile folosite având clasa 5.6; ? dimensiunea șuruburilor fiind M30 pentru îmbinările (a) (b) și (c), M16 pentru (d) respectiv M30 în cazul plăcilor de capăt, M24 pentru prinderea cornierului de guseu și M12 pentru barele orizontale în îmbinarea (e); ? în procedura de modelare a îmbinărilor s-a ținut cont de excentricitățile între montanși și diagonale; ? încărcarea elementului analizat: $N=-450/370$

89kN, $V_y= 1$ kN, $V_z= 3$ kN, $M_y= 3$ kNm respectiv $M_z= 3$ kNm

(momentele de încovoiere de calcul s-au luat din analiza globală 3D a stâlpului, având montanși cu îmbinări rigide). Tabelul 3-15 prezintă rezultatele analizei de rigiditate a îmbinărilor. Se poate observa că clasa de rigiditate a îmbinărilor este în fiecare caz semirigid, însă capacitatea lor în funcție de rigiditatea inițială diferă.

Îmbinarea cea mai rigidă este modelul (d), aceasta preluând 33% din capacitatea totală. În ciuda faptului că configurația îmbinării (d) este asemănătoare cu îmbinarea (c), efectul al celei de-a doua coloane de șuruburi ajută semnificativ în nivelul de rigiditate a îmbinării. 84 Tabelul 3-15 Rezultatele analizei de rigiditate pentru îmbinările de continuizare Tipul de continuizare S_j,ini [kNm/rad] My Mz Capacitate de rotire [rad] Clasă de rigiditate Rigid Limitele clasei [kNm/rad] Articulat (a) 1035 549 263 semirigid 6182 386 (b) 1170 638 235 semirigid 6182 386 (c) 832 432 265 semirigid 6182 386 (d) 2090 1970 211 semirigid 6182 386 (e) 1067 595 201 semirigid 4121 258 Un alt aspect important este răspunsul diferit de rigiditate în funcție de direcțiile încărcării: Îmbinările prezintă o rigiditate mai mare pentru încărcările din My - Figura 3-34(1), comparat cu Mz - (2), chiar dacă cornierele analizate au tălpi egale. Se poate observa un comportament ductil, rotirea maximă a îmbinărilor fiind între 200-260 mrad. (1) (2) Figura 3-34 Diagrame de moment rotire pentru îmbinările încărcate cu moment încovoietor în direcția My (1) și Mz (2) 85 3.8. Construirea modelelor LEA utilizând programarea parametrică Datorită faptului că structurile prezintă configurații asemănătoare, se pot identifica eficient anumiți parametri geometrici repetitivi. Totuși, un model structural LEA nu se poate reconstrui cu metoda obișnuită „save as”, deoarece numărul tronsoanelor și elementelor spațiale este ridicat, și înălțimea respectiv lățimea de bază sunt diferite în marea majoritate. Din acest motiv, procedura de modelare 3D necesită un timp semnificativ, cu multe posibilități de a greși. Urmărind direcția cea mai modernă, s-a adoptat programarea parametrică la modelarea stâlpilor. Această procedură reduce substanțial timpul necesar pentru construirea și setarea modelului de calcul, folosind plug-inul Grasshopper [55] al programului CAD Rhino 3D. Acest mediu parametric asigură o flexibilitate controlabilă inginerului proiectant, astfel fiind posibilă o concluzare mai ușoară și eficientă cu celelalte domenii de specialitate. În general, se poate afirma că trecerea de la metoda de calcul 2D la 3D și BIM (Building Information Modelling) a însemnat o mare provocare pentru societatea inginerilor constructori proiectanți de structuri. Privind spre viitor, incorporarea metodelor parametrice în practica de proiectare va fi un obstacol și mai mare, însă aceasta prezintă un potențial neexploatat imens. În zilele de azi, una dintre cele mai mari provocări în rândul inginerilor proiectanți este comunicarea eficientă între diferite software-uri de specialitate. Acest deziderat a fost îndeplinit în mare parte datorită tehnologiei bazate pe BIM, care cu ajutorul fișierelor cu format IFC permite un flux de date comun. Programul Grasshopper profită de aceasta, și datorită beneficiilor și potențialului programului, compatibilitatea a devenit un interes comun a dezvoltatorilor programelor. 3.8.1. Descrierea codului parametric realizat pentru modelarea stâlpului LEA 110213 Într-o colaborare cu Kis Ádám, doctorand UTCN [56], [57], s-a dezvoltat un cod pentru modelarea stâlpilor LEA (Figura 3-35). 86 Figura 3-35 Codul Grasshopper pentru modelarea stâlpului ICn 110213 [56] Codul se poate despărți în 3 părți principale, după cum urmează: a) Introducerea parametrilor de bază – prin cadrul acestui segment se introduc datele principale legate de stâlpi, cum ar fi înălțimea totală, dimensiunea secțiunilor transversale, numărul segmentelor diagonalelor și montanților, respectiv numărul și lungimea consolelor, tronsoanelor (Figura 4-10). Figura 3-36 Introducerea parametrilor de bază în cod Grasshopper [56] b) Procesarea datelor pentru construirea geometriei – acest grup conține comenzile de bază prin intermediul căreia se realizează forma proprie a stâlpului LEA. Ținând cont de configurația diagonalelor și secțiunii transversale, și acest segment s-a împărțit în 3 subgrupuri. c) Definirea modelului pentru calcul static – din punct de vedere a unui răspuns structural adecvat, acest segment este cel mai 87 important, deoarece aici se definesc cazurile de încărcări, locația și mărimea încărcărilor, secțiunile profilelor respectiv reazemele și gradurile de libertate a barelor. Acești comenzi sunt introduse cu ajutorul extensiei Pangolin, care realizează conexiunea între programele Grasshopper și Consteel. Urmărind acești pași, avem posibilitatea de a construi într-un timp extrem de scurt o serie de stâlpi cu geometrie diferită (Figura 3-37). Figura 3-37 Diferite configurații realizate cu ajutorul codului Grasshopper Un alt avantaj destul de important este faptul că orice parametru poate fi modificat, iar modificările sunt aplicate în timp real, direct în modelul Consteel. Vorbind de avantaje, trebuie subliniat și extensia Peregrin, care efectuează cicluri de optimizare printr-un algoritm de căutare a formei [56]. Un exemplu practic se găsește în Figura 3-38, care prezintă schematic diferite configurații structurale pentru o grindă zăbreliată. Prima topologie a fost optimizată cu ajutorul programului Grasshopper, 88 și se observă o economisire de material de 12% comparat cu cele două configurații obișnuite. Figura 3-38 Grinzi zăbrelete dimensionate și optimizate parametric [56] Într-adevăr, nu se poate neglija aspectul tehnologiei de execuție a grinzii, însă diferența este categorică. Această optimizare trebuie urmărită și în cazul stâlpilor LEA, unde s-ar putea realiza mai multe topologii eficiente, specifice în funcție de rolul stâlpilor în rețea. Aspectele enumerate în acest subcapitol prezintă avantaje substanțiale atât pentru inginerul proiectant, cât și pentru costurile generale de execuție a stâlpilor LEA. 89 4. VERIFICAREA STRUCTURALĂ A STĂLPILOR LEA DIN TERITORIUL ȚĂRII 4.1. Introducere În parcursul programului de cercetare și al activității de proiectare, autorul s-a efectuat verificarea mai multor stâlpi LEA din rețelele zonei nord-vestice a țării [58] [59] [60]. Acest capitol prezintă starea generală a acestor stâlpi prin verificarea generală de rezistență și analiza de flambaj. Calculele s-au realizat în Consteel [54], program comercial de

19calcul cu elemente finite de tip bară. În

total 24 tipuri de stâlpi au fost verificate, din care 1 stâlp este din linia de 400 kV, 15 fac parte din linii cu tensiune de 220 kV respectiv 8 stâlpi din linii de 110 kV. Obiectivul mai larg constă în enumerare problemelor tipice ale acestor structuri, respectiv identificarea elementelor critice și identificarea celei mai slabe configurații structurale. 4.2. Clasificarea și prezentarea structurilor analizate Având în vedere complexitatea structurilor investigate și volumul vast al informațiilor aferente fiecărui stâlp, stâlpii se clasifică în primul pas în funcție de tensiunea liniilor din care fac parte, apoi pe baza configurației de coronament, apoi pe baza funcției în linie și în sfârșit în funcție de numărul circuitelor (în cazul stâlpilor de 110 kV). (a) (b) 90 (c1) (c2) (c3) (c4) Figura 4-1 Configurația stâlpilor LEA în funcție de coronament Figura 4-1 arată stâlpii LEA în funcție de tipul de coronament: a) stâlp tip Y, denumită și stâlp cu „cap de piscă” în Mateescu [37]; b) stâlp tip portal; c) stâlp tip brad: c1) cu montanți cu secțiune compusă; c2) cu console în cruce; c3) normal; c4) cu un singur circuit. În continuare se prezintă tipul și denumirea structurilor verificate în schema structurală elaborată de autor (Figura 4-2). 91 Stâlpi LEA Y brad portal 220 kV SnY220101 SnY220102

SnY220103 ICnY220112 ICnY220113 ICnY220114 InY220101 ITnY220114 SnY220103A ICnY220131 110 kV ICn110132 In110112 Sn110104 Sn110201 ICn110221 ICn110231 ITn110241 ITnTr110243 220 kV Sn220208 Sn220251 ICn220232 ITn220241 220 kV PAS220 400 kV PAS400101 Figura 4-2 Lista stâlpilor verificați de autor, în funcție de tensiunea rețelei și a coronamentului Încărcările s-au calculat individual pentru fiecare stâlp ținând cont de următoarele: (I) zona meteorologică, (II) proprietățile conductoarelor active și de protecție, (III) caracteristicile izolațiilor și clemelor, (IV) deschideri maxime de presiunea vântului și a forțelor verticale. Geometria structurilor s-a modelat pe baza pozelor de pe teren, pe baza planșeelor originale de dispoziții generale din anii 1960-70. Materialul folosit pentru stâlpii LEA analizați sunt de tip OL38, respectiv pentru șuruburi clasa 4.6 și 5.6. Stâlpii prezentați în acest capitol au o medie de vârstă de peste 50 de ani. În ceea ce privește gruparea încărcărilor și combinațiile de calcul, s-au luat în considerare cele mai defavorabile combinații pe baza normativului NTE0030400 [10] pentru gruparea fundamentală (regim normal) și gruparea specială (regim de avarie): 92 ? N2:

1 Vânt perpendicular pe linie, simultan cu depunere de chiciură;

? N8: Diferența de tracțiune în condiții de depunere de chiciură; ? N10:

1 Vânt perpendicular pe linie, simultan cu depunere de chiciură în montaj terminal; ? N12: Vânt în lungul liniei,

1 simultan cu depunere de chiciură în montaj terminal;

? A1:

1 Ruperea conductoarelor în condițiile unui vânt perpendicular pe linie, simultan cu depunere de chiciură.

Combinațiile enumerate mai sus sunt atribuite pentru stâlpi în funcție de rolul acestora în rețea – Tabelul 4-1. Tabelul 4-1 Combinațiile de încărcări în funcție de rolul stâlpului Tipul funcțional al stâlpului Ipoteza de calcul Stâlpi de susținere N2, A1 Stâlpi de întindere și de întindere în colț N2, N8, A1 Stâlpi terminali N10, N12, A1 Modul de aplicare a încărcărilor conductoarelor este prezentat în Figurile 7, 8, 9, 10 și 11 în funcție de coronamentul structurii. Este prezentată direcția și poziția încărcărilor provenite din acțiunile meteorologice pe conductoare, acestea fiind clasificate pe ipoteze de calcul. Cu scopul de a determina presiunea vântului pe structura stâlpului, aceasta s-a considerat într-un mod indiferent de coronament: s-au calculat suprafețele pline și coeficientul de umplere pentru fiecare tronson pe direcția perpendiculară pe linie, respectiv s-a stabilit coeficientul aerodinamic și de rafală în funcție de cerințele geometrice. Urmărind formula prezentată în Capitolul 3.4.1 b), s-a obținut o forță concentrată, aceasta s-a distribuit liniar pe montanții stâlpului pe fața perpendiculară pe linie. 93 (N2) (A1) Figura 4-3 Stâlp tip brad (N8) (N2) (A1) Figura 4-4 Stâlp tip Y (N8) (N10) (N12) Figura 4-5 Stâlp tip brad (N10) (N12) Figura 4-6 Stâlp tip Y (N2) (A1) Figura 4-7 Stâlp tip portal Simbolurile aferente încărcărilor prezentate sunt următoarele: ? M_c – greutatea proprie în condițiile depunerilor de chiciură a conductoarelor și izolatoarelor acționând vertical pe deschiderea la încărcări verticale ? V_c – presiunea vântului cu chiciură acționând orizontal în direcția bisectoarei unghiului liniei sau perpendicular pe conductoare ? T_c – tracțiunile orizontale în conductoare acționând în direcția bisectoarei unghiului liniei ? M_a , V_a , T_a – masa, vântul și tracțiunea aferentă a conductoarelor în regim de avarie (conductor rupt în una dintre deschideri) ? T_{ca} T_{cb} –

1 considerarea unei diferențe de 25 % între tracțiunea orizontală a tuturor conductoarelor din panourile adiacente în

direcția axului liniei, respectiv în direcția bisectoarelor. În procedura de alegere a coeficienților parțiali de siguranță, s-a luat în considerare opțiunea cea mai defavorabilă (coeficientul pentru greutatea chiciurii s-a considerat cu valoarea maximă de 1.8.). Valorile de calcul

13 sunt prezentate în Tabelul 4- 2. Tabelul 4- 2 Coeficienții parțiali de siguranță c

onform [10] Categorii de

1 încărcări Încărcări ?n Zonele Zonele A, B, C D, E

Coeficientul parțial de siguranță ?a Zonel

23 Zonele A, B, C e D, E Perma- nent Masa proprie

1,10 1,10 Variabil a) Presiunea 110 kV 1,30 1,50 0,25 0,45 vântului 220 ? 1,50 1,70 0,30 0,50 400 kV b) Masa chiciurii 1,80 1,80 c) Tracțiunea conduct. în regim normal 1,30 - Excepți- onal Tracțiunea conduct. în regim de avarie - 1,10 Dimensiunile tronsoanelor și stâlpilor, cele mai importante caracteristici structurale respectiv informații despre deschiderile de calcul sunt prezentate în Tabelele 4-3 + 4-8 pentru fiecare stâlp analizat. Tronsoanele sunt numărate de la partea inferioară spre partea superioară a stâlpului în ordine descrescătoare. 96 Tabelul 4-3 Informații de bază ale stâlpilor tip Y, 220 kV Tip Y SN 220101 SN 220102 SN 220103 SN 2201 05 ITnY 220114 220 kV Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Tronson 1 3 3.0x2.4 L90x8 3 3.0x2.4 L90x8 3 3.0x2.4 L90x8 3 3.0x2.4 L100x10 4 4.35x4.80 L160x16 Tronson 2 4 3.6x2.8 L90x9 4 3.6x2.8 L90x9 4 3.6x2.8 L90x9 4 3.6x2.8 L100x10 6 4.87x6.15 L160x16 Tronson 3 6 4.5x3.1 L100x10 6 4.5x3.4 L100x10 6 4.5x3.4 L100x10 6 4.5x3.4 L120x10 6 5.4x7.5 L160x16 Tronson 4 6 5.4x4.0 L100x10 6 5.4x4.0 L100x10 6 5.4x4.0 L100x10 6 5.4x4.0 L120x10 - Tronson 5 - - - 3 5.85x4.8 L120x10 - Braț mic 3.5 - L70x7 3.5 - L70x7 3.5 - L70x7 3.5 - L90x8 - Braț mare 5.5 2.55x2.1 L100x10 5.5 2.55x2.1 L100x10 5.5 2.55x2.1 L100x10 5.5 2.55x2.1 L120x10 9 4.0x3.9 L160x18 Traversă 9.7 1.2x1.0 L80x8 9.7 1.2x1.0 L80x8 9.7 1.2x1.0 L80x8 9.7 1.2x1.0 L100x10 10 1.8x1.0 L90x9 Vârfar 2.5 - L60x5 2.5 - L60x5 2.5 - L60x5 2.5 - L60x5 3.2 - L80x8 Console 2.85 1.2x1.0 L60x5 2.85 1.2x1.0 L60x5 2.85 1.2x1.0 L60x5 2.85 1.2x1.0 L60x6 2.4 1.8x1.0 L60x5 Htot calculat [m] 25.5 31.5 22.5 25.5 23.2 Cond. activ Cond. protecție 3X450/75 mm2 OL-AL ø29.25 2x160/95 mm² AL-OL ø20.75; OL 95 mm² Desch. max. la vânt av [m] 385 385 400 480 385* Desch. max. la forțe vert. ag [m] 600 600 620 700 600* Unghi 2α între aliniamente [m] 180? 180? 180? 180? 90?-76.5? *în funcție de aliniament Tabelul 4-4 Informații de bază ale stâlpilor tip Y, 220 kV Tip Y ICnY 220112 ICnY 220113 SnY 220103A ICnY 220131 InY 220 220 kV Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Tronson 1 4 4.5x3.6 L140x12 4 4.5x3.6 L160x16 4.5 2.9x2.9 L100x8 6 4.0x4.0 L150x14 4.5 3.0x2.4 L100x10 Tronson 2 6 6.0x4.5 L140x14 6 6.0x4.5 L160x18 5 3.4x3.4 L100x8 6 5.0x5.0 L160x16 5 4.4x5.0 L100x10 Tronson 3 6 7.5x5.4 L140x14 6 7.5x5.4 L160x18 6 4.0x4.0 L100x10 6 6.0x6.0 L160x16 - Tronson 4 - - 6 4.6x4.6 L100x10 - - Braț mic - 3 - L70x7 - 1.5 - L70x7 Braț mare 9 3.5x3.0 L160x14 9 3.5x3.0 L160x14 5.5 2.45x2.45 L120x10 9 3.0x3.0 L140x14 5.5 2.0x2.0 L100x10 Traversă 10.5 1.65x1.0 L90x9 10.5 1.65x1.0 L100x10 9.7 1.5x1.0 L80x8 10.2 1.5x1.0 L90x9 6.6 0.7x1.0 L70x7 Vârfar 3.9 - L80x8 5 - L90x9 2.2 - L50x5 5 - L70x7 2.5 - L60x6 Console 2.8 2.4 1.65x1.0 L60x5 3.5 2.4 1.65x1.0 L60x5 3 1.5x1.0 L80x6 3.5 2.4 1.8x1.0 L90x8 2.3 0.8x1 L70x7 Htot calculat [m] 23.9 25 27.2 33 24.2 Cond. Activ 3X450/75 mm2 OL-AL ø29.25 3X450 mm2 OL-AL-N ø29.25 3X400/75 mm2 OL-AL Cond. protecție 2x160/95 mm² AL-OL ø20.75 2x70 mm² OL-ZN 2x70 mm² OL-ZN Desch. max. la vânt av [m] 385 385 420 460 300 Desch. max. la forțe vert. ag [m] 600 600 410 460 445 Unghi 2α între aliniamente [m] 180?-153? 153?-127? 180? 153?-127? 180?-166.5? 98 Tabelul 4-5 Informații de bază ale stâlpilor tip brad, 220 kV Tip Brad Sn 220208 Sn 220251 ICn 220232 ITn 220241 220 kV Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Tronson 1 5.5 1.3x1.0 L70x6 5.5 1.3x1.0 L70x6 9.2 2.0x2.0 L90x8 8 2.0x2.0 L90x8 Tronson 2 6.5 1.86x1.35 L80x8 6.5 1.86x1.35 L80x8 6.5 2.42x2.42 L130x12 6.5 2.42x2.42 L130x12 Tronson 3 6.5 2.42x1.7 L100x10 6.5 2.42x1.7 L90x9 6.5 2.85x2.85 L160x16 6.5 2.85x2.85 L160x18 Tronson 4 6 2.94x2.02 L100x10 6 2.94x2.02 L100x10 5 3.6x3.17 2L120x12 5 3.17x3.6 2L130x12 Tronson 5 6 3.46x2.35 L120x10 6 3.46x2.35 L100x10 5 4.35x3.49 2L130x12 5 3.49x4.35 2L140x14 Tronson 6 6 3.98x2.67 L120x12 6 3.98x2.67 L120x10 5 5.1x3.81 2L130x14 5 3.81x5.1 2L150x14 Tronson 7 6 4.5x3.0 L130x12 6 4.5x3.0 L120x10 6 6.0x4.2 2L140x14 6 4.2x6.0 2L160x14 Tronson 8 6 5.0x3.32 L140x12 6 5.0x3.32 L120x12 6 6.9x4.6 2L150x14 - Consolă 1-2-3 4.5 / 8 / 5 [m] 4.5 / 8 / 5 [m] 4.5 / 8 / 5 [m] 4.5 / 8 / 5 [m] Htot calculat [m] 42.5 42.5 43.2 42 Cond. activ 6X450/75 mm2 OL-AL ø29.25 Cond. protecție 160/95 mm2 OPGW ø19.7 Desch. max. la vânt av [m] 335 394 375 150* Desch. max. la forțe vert. ag [m] 800 842 780 150* Unghi 2α între aliniamente [m] 180? 180? 153?-126? 90?-76.5? *în funcție de aliniament 99 Tabelul 4-6 Informații de bază ale stâlpilor tip brad, 110 kV Tip Brad Sn110104 In110112 ICn110132 Sn110201 ICn110221 110kV Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Tronson 1 7.2 1.0x1.0 L70x6 8.7 0.9x0.9 L80x8 9.4 0.9x0.9 L100x10 11.5 0.9x0.9 L70x6 9 1.2x1.2 L80x8 Tronson 2 6.5 1.14x1.14 L70x7 5.5 1.58x1.58 L80x8 5.5 1.9x1.5 L120x10 7 1.86x1.49 L70x7 5.2 2.13x1.76 L100x8 Tronson 3 6.5 1.59x1.59 L70x7 5.5 2.26x2.26 L90x8 5.5 2.9x2.26 L120x10 6 2.68x2.0 L70x7 4.5 2.94x2.25 L100x10 Tronson 4 6 2.0x2.0 L70x7 6 3.0x3.0 L90x9 6 4.0x3.0 L120x12 6 3.5x2.5 L90x8 5.5 3.92x2.85 L120x10 Tronson 5 6 2.51x2.41 L90x8 6 3.7x3.74 L100x10 6 5.1x3.74 L120x12 6 4.3x3.3 L90x8 6 5x3.5 L120x12 Tronson 6 - - - - 6 6.1x4.2 L120x12 Consolă 1-2-3 2.6 / 4.1 2.6 / 4.1 4.5 / 3 2.8 / 4.3 / 2.7 2.8 / 4.3 / 2.7 Htot calculat [m] 32.3 31.7 32.4 35.5 36.2 Cond. activ 3X185/32 mm2 OL-AL-N ø19.2 6X185/32 mm2 OL-AL-N ø19.2 Cond. protecție 95/55 mm2 OL-AL ø16 Desch. max. la vânt av [m] 340 315 340 340 240 Desch. max. la forțe vert. ag [m] 540 440 440 540 440 Unghi 2α între aliniamente [m] 180? 180?-166.5? 153?-126? 180? 166.5?-153? 100 Tabelul 4-7 Informații de bază ale stâlpilor tip brad, 110 kV Tip Brad 110 kV ICn110231 ITn110241 ITnTr110242 Htron BxD Montant Htron BxD Montant Htron BxD Montant Tronson 1 9.4 1.2x1.2 L100x8 9 1.2x1.2 L100x10 14.2 1.41x1.41 L130x14 Tronson 2 5.2 2.13x1.76 L120x10 5.2 2.13x1.76 L160x12 6 2.49x2.49 L140x16 Tronson 3 4.5 2.94x2.25 L120x12 4.5 2.25x2.94 L130x14 7 3.74x3.74 L150x16 Tronson 4 5.5 3.92x2.85 L130x12 5.5 2.85x3.92 L150x14 7 5.0x5.0 L160x18 Tronson 5 6 5.0x3.5 L130x14 6 3.5x5.0 L160x16 6 6.1x6.1 L160x18 Tronson 6 6 6.1x4.2 L140x14 5 4.2x6.1 L160x16 - Consolă 1-2-3 2.8 / 4.3 / 2.7 2.8 / 4.3 / 2.7 3.3/3.3/4.0/4.0/3.0/3.0 Htotal (calculat) 36.6 36.2 40.2 Cond. activ 6X185/32 mm2 OL-AL-N ø19.2 12X185/32mm2OLALN ø19.2 Cond. protecție 95/55 mm2 OL-AL ø16 Desch. max. la vânt av [m] 265 160* 360* Desch. max. la forțe vert. ag [m] 440 440* 540* Unghi 2α între aliniamente 153?-126? 90?-76.5? 90?-76.5? *în funcție de aliniament 101 Tabelul 4-8 Informații de bază ale stâlpilor tip portal Tip Portal PAS220 PAS400101 Htron BxD Montant Htron BxD Montant Tronson 1 11.2 0.6x0.6 L50x5 9.59 0.9x0.9 L70x7 Tronson 2 11.1 0.6x0.6 L50x5 10.1 0.9x0.9 L70x7 Tronson 3 - 9.6 0.9x0.9 L70x7 Traversă 7.7 0.6x0.5 L80x8 10.8 1.5x0.9 L90x8 Vârfar 3 0.7x0.6 L50x5 1.8 1.0x0.9 L60x6 Console 3.6 0.6x0.6 L80x8 5.6 1.5x0.9 L80x8 Htotal (calculat) 25.7 32.4 Cond. activ 3X400/75 mm2 OL-AL 3X450/75 mm2 OL-AL ø29.25 Cond. de protecție 2x70 mm² OL-ZN 2x160/95 mm² AL-OL ø20.75 Deschidere max la vânt av 420 160 Deschidere max la forțe vert ag 525 440 Unghi 2α între aliniamente 180? 180? Prin parcurgerea Tabelelor 4-3 + 4-8 se poate observa o configurație structurală cu similitudine ridicată. Secțiunea inferioară a stâlpilor are o formă dreptunghiulară cu un raport

de B/H între 1,5 și 1. Acest raport devine în cele mai multe cazuri 1 începând de la prima consolă. Direcția transversală și longitudinală se inversează între stâlpii de întindere în colț și stâlpii terminali, unde în unele cazuri putem să avem și secțiune pătrată. Primele tronsoane inferioare au o înălțime de 6 m, unde montanții cel mai des folosiți sunt corniere cu dimensiuni de L100x10 + L140x14. În ceea ce privește alcătuirea diagonalelor principale, acestea s-au realizat în mod general din corniere L80x8 + L60x5, respectiv barele cu rol structural redus (elemente secundare) din corniere L60x5 + L40x4. Trebuie menționat faptul, că aceste elemente secundare pot fi înlocuite cu profilele îndoite din bandă de oțel, cu același dimensiuni. Se poate observa că rigidizarea spațială a structurilor LEA prezintă o mare varietate. Vorbind despre structuri realizate din bare sensibile la comprimare, reducerea lungimii de flambaj este esențială. Prin urmare, mai multe scheme statice s-au folosit, însă aceste tipuri nu pot fi clasificate doar în funcție de tipul sau înălțimea structurilor. Cele mai importante diferențe pot fi identificate în zona între tronsonul inferior și prima consolă (Figura 4-8): a) sistem rombic cu subîmpărțire și rigidizări spațiale b) sistem K cu subîmpărțire și rigidizări spațiale c) diagonale încrucișate sistem simplu centric d) diagonale încrucișate cu noduri alternate (a) sistem rombic (b) sistem K (c) diag. centric (d) noduri alternate Figura 4-8 Schema statică a diagonalelor Vorbind despre structuri existente, modificarea sau consolidarea acestora poate fi o procedură complexă și costisitoare, însă pentru optimizarea structurilor noi, s-au investigat aceste configurații clasice. În vederea obținerii unor consumuri de material mai eficiente, Souza [61] a introdus și a dezvoltat algoritmul denumit SA (Simulated Annealing – o metodă probabilistică care aproximează optimul global al unei funcții). Algoritmul ia în considerare aspecte atât teoretice cât și practice în procedura de redimensionarea și reconfigurare a structurilor. Prin urmare s-a obținut o reducere cu 40 % mai bună decât proiectele actuale, așa cum este prezentată în Figura 4-9. Totuși, dacă luăm în considerare consecințele obiective în procedura de execuție și montaj a unei geometrii atât de complexe, se poate afirma că sectorul energetic mai are mult de dezvoltat până când astfel de abordări pot fi introduse. Pe de altă parte, Souza [61] descrie o metodă care pune accentul în mod deosebit pe optimizarea geometriei tronsoanelor și contravânturilor, folosind două metode euristice moderne: FA (Firefly Algorithm) și BSA (Backtracking Search Algorithm). În urma analizării mai multor tipuri de stâlpi LEA, s-a obținut 103 o reducere de 6,4% în consumul de material, datorită sistemului de contravântuiri cu noduri alternate și rigidizarea inferioară în formă de V. Figura 4-9 Geometrie optimizată cu algoritmul SA conform [61] 4.3. Rezultatele verificărilor de rezistență și stabilitate În procedura de analizare structura stâlpului s-a considerat conform proiectului tip, neglijând următoarele aspecte: imperfecțiunile elementelor, diminuarea secțiunilor din cauza coroziunii, excentricitățile conexiunilor, semirigiditățile îmbinărilor datorită prinderilor cu mai multe șuruburi. În acest mod capetele barelor s-au considerat articulate. Stâlpii LEA s-au verificat la rezistență globală elastică conform formulei 6

129.2.1 (7) din EN-1993-1-1 [14]: $N_{Ed} + M_{Ed} \leq N_{Rd} + M_{Rd}$

+ + (4-1) unde: N_{Ed} , M_{Ed} , și $M_{z,Ed}$ sunt valorile de calcul N_{Rd} , $M_{y,Rd}$, și $M_{z,Rd}$ sunt eforturile capabile. Pe lângă verificarea globală elastică s-a realizat și analiza de sensibilitate la flambaj folosind metoda generală prezentată în 6.3.4 din EN-1993-1-1 [14], utilizând Ecuația (4-2). $104 N_{Ed} + M_{Ed} \chi_{LT} \leq N_{Rd} + M_{Rd} \chi_{LT}$ în care: χ este factorul de reducere pentru flambaj prin încovoire χ_{LT} reprezintă factorul de reducere pentru flambaj prin deversare Această metodă calculează valoarea coeficientul de multiplicare al încărcării de calcul care produce instabilitatea elastică generală (α_{cr}) pentru fiecare element din fiecare combinație. Apoi, din comparația tuturor combinațiilor sunt selectate elementele cele mai vulnerabile la pierdere de stabilitate. Tabelul 4-9 Rezultatele verificărilor de rezistență și flambaj pentru stâlpii LEA Stâlp LEA % maxim de solicitare Zona Caz de maximă / încăr- Profil care Deplasare de vârf [mm] Bare sensibile la flambaj cu $\alpha_{cr} < 3$ TIP Y SnY220101 86.2 T2 montanț L90x9 N2 148 braț mare, diagonală T3 SnY220102 83.3 T1 montanț L90x8 N2 172.7 diagonală traversei SnY220103 81.5 T2 montanț L90x8 N2 130.1 braț mic, diagonală T3 SnY220105 92.1 Consolă L80x8 A1 170.8 diagonale braț mare, T2, T3 ITnY220114 73.8 Consolă L90x9 N12 18.3 - ICnY220112 52.1 T1 montanț L140x12 A1 27.8 bară orizontală între T1 și braț ICnY220113 61.5 Consolă L90x9 A1 37.5 bară orizontală T1 SnY220103 93 T2 montanț L100x8 A1 140.2 diagonale T2, T3 ICnY220131 101.5 T2 diagonală L70x6 A1 113 montanți T2, T3, diagonale T2, T3 105 InY220 102.4 Traversă L70x7 A1 99.8 diagonale T1, T2, T3 TIP BRAD Sn220208 83 Consolă 1 L60x5 N2 194.1 - Sn220251 97.5 T6 montanț L120x10 N2 171 - ICn220232 80.9 T5 montanț 2L130x12 N2 276 montanți T4, T5, T6, T7, diagonale T6 ITn220241 102.7 T6 montanț 2L160x14 N10 306.9 consolă 2, bare oriz. T4 Sn110104 117.4 T4 montanț L70x7 N2 391 montanți T2, T3, T4, T5, diagonale T5, In110112 120.8 T3 montanț L90x8 N2 211 montanți T2, diagonale T3 ICn110132 122.1 T3 montanț L120x10 N2 205.9 diagonale T3 Sn110201 151.9 T2 montanț L70x7 N2 370.2 montanți T3, T4, T5 ICn110221 108.8 T3 montanț L100x10 N2 164.4 - ICn110231 88 T3 montanț L120x12 N2 153.5 - ITn110241 103 T4 montanț L150x14 N2 223.1 diagonale T4 ITnTr110242 86 T3 montanț L150x16 N2 114 diagonale T3 Tip Portal PAS200 94.1 Traversă Talpa sup. A1 L60x6 114 - PAS400101 125 Traversă Talpa inf. A1 L80x8 235.1 diagonale traversă Rezultatele calculelor sunt prezentate în Tabelul 4-9. S-a identificat zona și profilul barei corespunzător procentului celei mai mare solicitări structurale, respectiv cazul aferent de încărcare. Chiar dacă deplasarea vârfului nu este limitată conform NTE0030400 [10], 106 tabelul indică și aceste valori pentru a evidenția comportamentul diferit al structurilor privind rigiditatea acestora. S-a introdus un alt aspect deosebit de important în clasificarea rezultatelor, și anume denumirea zonelor sensibile la pierdere de stabilitate. Aceste zone s-au identificat cu ajutorul analizei de sensibilitate la flambaj, pentru barele cu α_{cr} sub valoarea de 3. Conform procentului maxim de solicitare u_{max} , stâlpii verificați s-au împărțit în trei categorii: a) Categoria verde – structuri neafectate: u_{max} este sub 90 %. În această categorie intră 60% din stâlpii tip Y, și 33,3% din stâlpii tip brad, care se încadrează în cerințele structurale. b) Categoria portocaliu – structuri afectate: u_{max} este între 90 % și 103 % (conform articolului 58 din NTE0030400 [10] -

1 La dimensionarea stâlpilor se admite o depășire a rezistențelor de calcul cu maxim 3

%). Aici sunt prezente 40 % din stâlpii tip Y, 25 % din stâlpii tip brad respectiv 50 % din stâlpii portal. În cazul acestor structuri se pot observa câteva elemente critice sensibile la pierderea de stabilitate, de regulă diagonalele principale, în apropierea îmbinării între tronsoane. c) Categoria roșu – structuri puternic afectate: umax peste 105 %. Această categorie reprezintă 41,6 % din stâlpii tip brad și 50 % din stâlpii portal analizați. Prin interpretarea rezultatelor privind zonele sensibile la flambaj se poate observa că elementele principale structurale sunt afectate de pierderea de stabilitate, în unele cazuri chiar și la nivel global. În ceea ce privește configurația coronamentului, se poate observa diferențe semnificative și în acest aspect. În cele ce urmează vor fi însumate principalele caracteristici structurale în funcție de coronament: Tip Y Acest tip de stâlp prezintă o capacitate structurală generală bună, punctul slab fiind încărcarea din regimul de avarie. Această încărcare perpendiculară pe linie dă o solicitare de torsiune globală, care afectează zona zveltă cu brațele. Figura 4-10 (a) prezintă umax, respectiv (b) rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj pentru stâlpu ICnY220131. Prin urmare, elementele cele mai sensibile al acestui tip sunt diagonalele și montanții brațului sub zona de prindere a traversei, însă se poate considera că acest tip este fiabil din punct de vedere al configurației structurale. 107 (a) (b) Figura 4-10 Procentul cel mai mare de solicitare structurală umax (a) și rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj (b) pentru stâlpu ICnY220131 Tip Brad 220 kV Luând în considerare înălțimea stâlpilor (peste 42m – media înălțimii stâlpilor verificați este de 32m), și acest tip corespunde cerințelor structurale. Având o secțiune rectangulară constantă, structura prezintă un răspuns mai puternic asupra încărcărilor din rupere conductoarelor. Acțiunea cea mai defavorabilă provine din combinațiile N2 și N10. Privind stâlpii de susținere, zona superioară sub console este mai afectată de pierdere de stabilitate, dar valoarea lui α este peste 3 și aici. În cazul stâlpilor de întindere și terminali, această zonă se mută în tronsoanele inferioare, unde diagonalele și montanții au valori de α sub 3. Rezultatele pot diferi în funcție de modelarea și calcul îmbinărilor cornierelor cu secțiune compusă [62]. 108 Figura 4-11 (a) prezintă umax și (b) primul mod de pierdere de stabilitate, și (c) rezultatul analizei de sensibilitate la flambaj pentru stâlpu Sn220251. (a) (b) (c) Figura 4-11 Procentul cel mai mare de solicitare structurală umax (a), primul mod de pierdere de stabilitate (b) și rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj (c) pentru stâlpu Sn220251 În consecință, acest tip de stâlp este mai sensibil la flambaj în cazul stâlpilor de întindere și terminali, însă se poate confirma că și acest tip de stâlp are răspuns corespunzător pentru încărcările de calcul. Tip Portal 220 kV – PAS220 Stâlpu analizat având rolul de stâlp de susținere, configurația structurală este planară (Figura 4-12). În cazul stâlpilor portal de întindere, picioarele se execută în formă de capră, astfel asigurând o comportament spațiale mai eficient. 109 Astfel, picioarele portalului analizat împreună cu traversa superioară formează un cadru, al cărui grad de nedeterminare statică depinde de modul de prindere al stâlpului în fundații cu cablurile de ancorare, respectiv de modul de prindere a picioarelor în fundații și de traversă. Elementul cel mai important al acestui tip constă în cablul de ancorare a stâlpului. Fără efectul de stabilizare al ancorei, stâlpu nu-și susține nici greutatea proprie. Acesta este unul dintre motivele pentru care codul NTE 0030400 [10] precizează în Art. 82. necesitatea considerării efectelor de ordinul doi în procedura de calcul. Zona cea mai sensibilă este îmbinarea între vârfar și traversă, în cazul încărcării din regimul de avarie, în talpa superioară a traversei. Montanții picioarelor nu sunt considerabil afectați, fiind realizate dintr-o secțiune dreptunghiulară, rigidizată spațial. (a) (b) Figura 4-12 Procentul cel mai mare de solicitare structurală umax (a) și rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj (b) pentru stâlpu PAS220 Prin urmare, dacă luăm în considerare efectul ancorei respectiv efectul ruperii conductorului, stâlpu se poate considera unul cu o configurație sensibilă și fragilă, însă în condiții normale se poate afirma că stâlpu face parte dintr-o categorie cu configurație fiabilă. 110 O analiză amănunțită de fiabilitate realizată pe baza unei set de date complete care consideră întreaga durată de viață a stâlpului ar putea să specifice exact nivelul de fiabilitate a acestui tip de stâlp. Tip Brad 110 kV Acest tip de stâlp este cel mai des folosit în rețelele LEA, însă s-a dovedit că este și cel mai vulnerabil la cedare (capitol 2.3.). Se poate observa o tendință generală în capacitatea structurală [60], și anume că stâlpii se verifică pentru cerințele de rezistență elastică globală, însă prezintă probleme semnificative la verificarea de stabilitate. Acest aspect s-a constatat și în timpul inspecțiilor vizuale de teren, unde în numeroase cazuri s-au găsit diagonale cu deformații remanente locale și globale din inițierea flambajului care sunt identice cu modurile de pierdere de stabilitate din procedura de calcul (Figura 4-13). Figura 4-13 Deformații în analiză de flambaj comparat cu deformații pe teren pentru stâlp ICn110231 111 În ceea ce privește cazurile de încărcare dominante, similar cu tipul prezentat anterior, stâlpii LEA tip brad de 110 kV prezintă un răspuns bun la încărcările de avarie, cele dominante fiind din combinația N2 și N10. În general, se poate observa în Figura 4-14 (a) și (b) că stâlpu ICn110132 prezintă zona cea mai sensibilă în diagonalele principale din tronsonul 3, în timp ce în cazul stâlpului Sn110201 (c) și (d), acest comportament se constată la nivelul elementului principal din tronson. În ambele cazuri valorile lui α sunt sub 3. Luând în considerare aspectele prezentate pentru diferite tipuri de LEA, se poate afirma că stâlpu tip brad prezintă cele mai semnificative probleme privind rezervele și capacitatea structurală.

20(a) (b) (c) (d) Figura 4- 14 Primul mod de pierdere de

stabilitate pentru ICn110132 (a) și Sn110201 (c), respectiv rezultatul analizei de sensibilitate la flambaj pentru ICn110132 (b) și Sn110201 (d) 112 4.4. Concluzii S-a evidențiat diferența răspunsului structural în funcție de coronamentul stâlpilor. S-au prezentat rezultatele analizelor de rezistență globală și de stabilitate pentru 24 de stâlpi analizați. Calculele s-au realizat pe teoria inițială, cu geometrie perfectă și îmbinările barelor considerate articulate. S-a ales configurația cea mai slabă, pierderea de stabilitate fiind cel mai important factor de dimensionare, rezultat cu bună corespondență cu [48]. 113 5. PROCEDURI EXPERIMENTALE 5.1. Introducere Analiza structurală a stâlpilor LEA se face pe modele teoretice perfecte, având proprietăți de material tipice, standard. În acest capitol se vor prezenta rezultatele testelor de material pentru epruvetele luate din stâlpi prăbușiți, pentru o simulare mai perfectă a situației reale. În scopul de a identifica tipul și volumul coroziunii, s-au măsurat grosimile cornierelor corodate pe teren. O altă abordare nedestructivă care prezintă o tendință cât mai populară și fiabilă în cadrul expertizelor structurale este

scanarea structurilor folosind tehnologia 3D laser. Se vor prezenta rezultatele scanărilor efectuate pe două tipuri de stâlpi. 5.2. Determinarea caracteristicilor mecanice pe materiale din stâlpi LEA existenți cedați Având în vedere că probabilitatea cedării stâlpilor LEA este foarte mică și că bare nu pot fi îndepărtate din structuri în exploatare, obținerea elementelor pentru realizarea încercărilor de determinare a proprietăților materialelor este foarte dificil și de multe ori bazat pe evenimente întâmplătoare. Cu toate acestea, autorul a reușit să găsească două locații de unde era posibilă prelevarea barelor și îmbinărilor din stâlpi cedați, din care s-au debitat epruvetele tip platbandă (din corniere) și bară rotundă (din șuruburi). Primul stâlp - denumit stâlp A - este un stâlp tip Sn110104, construit în anul 1975, cedat în septembrie 2017, din care s-au prelevat corniere tip L80x8 și L70x7 (Figura 5-1 - a), respectiv a doua structură - notat stâlp B - este de tip Sn110252-B, construit în 1990 și cedat în luna mai 2019, din care s-au luat bare L80x8 (Figura 5-1 - b). Elementele structurale s-au îndepărtat cu ajutorul aparatului tip polizor unghiular, ținând colectarea montanților și îmbinărilor de continuizare a stâlpilor. 114 (a) - corniere și îmbinări colectate din stâlp A (b) - stâlp B cedat, inspecție în teren Figura 5-1 Elemente structurale îndepărtate din stâlpi cedați 5.2.1. Încercare la întindere pentru corniere (platbande) S-au încercat epruvete tip dog-bone, dimensiunile fiind alese conform SR-EN10002-1 pentru grosimea secțiunii transversale de 8 mm. Epruvetele au fost debitate cu un sistem de prelucrare abrazivă cu jet de apă, aparatul fiind dotat cu un amplificator de înaltă presiune (60000 psi), care are capacitatea să ejecteze apa cu o viteză de max. 850 m/s. Avantajele tăierii cu jet de apă față de metodele obișnuite sunt următoarele [63]: ? nu există efecte sau tensiune termice; ? nu se modifică structura oțelului, fiindcă materialul nu este expus la căldură, ceea ce conduce la o tăiere fină fără distorsiuni ale materialului; ? nu sunt necesare proceduri suplimentare de finisare; ? nu sunt deformații semnificative. Forma și dimensiunile epruvetei sunt ilustrate în Figura 5-2. 115 Figura 5-2 Forma și dimensiunile epruvetei S-au efectuat măsurători privind dimensiunile geometrice principale (grosimea și lățimea zonei de rupere din mijloc), care sunt prezentate în Tabelul 5-1. Tabelul 5-1 Dimensiunile epruvetelor Epruvetă Lățime - B [mm] Grosime - T [mm] Tipul de material Stâlp A - EA1 19.31 8.35 OL37 Stâlp A - EA2 19.33 8.39 OL37 Stâlp A - EA3 19.31 8.65 OL37 Stâlp A - EA4 19.35 8.51 OL37 Stâlp A - EA5 19.30 8.62 OL37 Stâlp B - EB1 19.34 9.09 OL52-2 Stâlp B - EB2 19.31 8.51 OL37-2 Stâlp B - EB3 19.21 7.27 OL37-2 Stâlp B - EB4 19.09 7.83 OL37-2 Stâlp B - EB5 19.32 8.08 OL37-2 Stâlp B - EB6 19.19 8.38 OL52-2 Se poate observa o variație de 1.26 mm în grosimea epruvetelor, ceea ce se explică prin exfolierea straturilor de vopsea, respectiv cu pierderea de material din cauza coroziunii. În cazul epruvetelor din stâlp A, s-au identificat trei straturi de vopsea, în total de 0.36 mm grosime (Figura 5-5 a). În ceea ce privește stâlpul B, s-a măsurat o grosime de 0.64 mm, alcătuită din două straturi (Figura 5-5 b). S-a constatat însă, că starea generală a epruvetelor din stâlp B este mult mai slabă din cauza coroziunii generale. 116 Mașina de încercare folosită

61 în cadrul Universității Tehnice din Cluj-Napoca (Facultatea de Mecanică, Departamentul Ingineri Mecanică)

a fost un aparat de încercare la oboseală tip INSTRON 8801 [64] (Figura 5-3), cu o capacitate maximă de 100 kN. Temperatura ambientă a fost între 10°C și 35°C, valoarea fiind conform limitelor prescrise de către SR- EN10002-1 [65]. Setările și pașii de testare s-au făcut conform ISO 6892- 1-2009 [66]. Figura 5-3 Mașina pentru testarea la tracțiune INSTRON 8801 cu capacitate de 100 kN În Figura 5-4 sunt ilustrate epruvetele după încercarea de tracțiune, epruvetele albe fac parte din stâlp A, cele corodate din stâlp B. (a) - epruvete din stâlp A (b) - epruvete din stâlp B Figura 5-4 Epruvete după încercare 117 Figura 5-5 ilustrează stratul de vopsea exfoliat după ruperea epruvetei, respectiv grosimea măsurată cu ajutorul șublerului electric. (a) stâlp A (b) stâlp B Figura 5-5 Grosimea stratului de vopsea din epruvete pentru stâlp A și B De această valoare a grosimii trebuie ținut cont în procedura de măsurare și identificare a barelor din stâlpii verificați pe teren, deoarece oferă o posibilitate de estimare necorespunzătoare a grosimilor cornierelor. Acest aspect este subliniat în capitolul 1.2.a.1. din [12]. Rezultatele încercărilor experimentale s-au citit și calculat automat cu ajutorul programului de achiziție a datelor din aparatura de încercare. De asemenea, s-a calculat media rezultatelor, deviația standard (D.S.) și coeficientul de variație (CdV). CdV se calculează cu formula (5-1). $CdV = D. S. / 100$ (5-1) rezultatele medii Curbele caracteristice și rezultatele pentru epruvetele din stâlp A sunt prezentate în Figura 5-6 și în Tabelul 5-2. Figura 5-6 Diagrama caracteristică σ - ϵ pentru epruvetele din stâlp A 118 Tabelul 5-2 Rezultatele încercărilor la întindere pentru corniere din stâlp A f_y (MPa) f_u (MPa) ϵ_y (%) ϵ_u (%) 1 257.9 388.9 2.14 29.94 2 255.3 320.1 0.85 33.63 3 247.3 376.8 1.72 29.37 4 250.8 308.1 0.69 31.78 5 229.7 320.3 0.66 31.09 Medie 248.2 342.8 1.21 31.16 D.S. 11.111 37.075 0.67 1.672 CdV % 4.477 10.814 55.77 5.366 Rezultatele confirmă oțelul pentru epruvetele din stâlp A este de calitate OL37, dar s-a constatat o diferență de 11,23 % între valorile marginale a limitei de curgere, iar rezultatul mediu final este cu 5,6 % peste valoarea standard de 235 MPa. Pe de altă parte, se observă un comportament foarte ductil privind deformația specifică la rupere. Această proprietate este indicată și în denumirea uzuală a acestui material, fiind denumit oțel moale sau ductil. Însă, rezultatul obținut de 31,16 % pentru epruvetele din stâlp A diferă semnificativ de rezultatele din literatura de specialitate. [67] indică o limită a deformației specifice de rupere pentru oțel S235 de 20,83 %, ([68] - fig 2) prezintă o valoare generală de 15-25 %, respectiv Tabelul 1.1 din [69] specifică o valoare de 25 %. S-au comparat proprietățile materialelor din domeniul podurilor [70], unde s-au luat epruvete de pe un pod de cale ferată în vârstă de peste 100 de ani. Rezultatul mediu final este de 22,5 % pentru oțelul studiat, echivalent cu OL37 (St3M). Figura 5-7 și Tabelul 5-3 prezintă rezultatele pentru epruvetele din stâlp B. 119 Figura 5-7 Diagrama caracteristică σ - ϵ pentru epruvetele din stâlp B Tabelul 5-3 Rezultatele încercărilor la întindere pentru corniere din stâlp B f_y (MPa) f_u (MPa) ϵ_y (%) ϵ_u (%) 1 - - - 2 295.3 403.0 2.45 22.67 3 286.1 400.3 1.50 19.30 4 - - - 5 304.9 430.3 1.64 22.93 6 - - - Medie 295.43 411.20 1.86 21.63 D.S. 9.40 16.60 0.51 2.02 CdV % 3.18 4.04 27.52 9.36 După cum se poate observa din Tabelul 5-3, ruperea epruvetelor 1 și 6 nu s-a reușit. Aceasta se explică prin faptul că în momentul de colectare a barelor de pe teren, terenul a fost foarte dificil de accesat, respectiv stâlpul cedat era atât de deformat, încât nu era posibilă identificarea exactă a montanților și diagonalelor. Un alt factor defavorabil a fost potențialul pericol în procedura de

îndepărtare a barelor sub greutatea structurii prăbușite. Datorită acestor factori, epruvete s-au dimensionat numai pentru materialul OL37. O altă problemă apărută în procedura de încercare la tracțiune a fost contactul între suprafața bacurilor și epruvetei 4. Rezultatele încercărilor pe epruvetele 1, 2 și 4 nu s-au luat în considerare în Tabelul 5-3. Ceea ce privește rezultatele pentru epruvetele 2, 3 și 5, se constată o asemănare bună cu cerințele standard, inclusiv valoarea medie a deformației specifice, care de această dată este 21,63 %. Trebuie subliniat faptul, că valorile sunt semnificativ mai mari decât cele prezentate în standard SR-EN-10025-2 [71]. 120 Această diferență între deformațiile specifice rezultate pentru epruvetele din stâlp A și B se poate explica cu modificarea compoziției chimice a oțelului în procesul de producție. În Tabelul 5-4 sunt prezentate proprietățile materialului OL37-2-n, conform STAS 500/2-68 (oțel de uz general în construcții cu clasa de calitate 2 și cu grad de dezoxidare necalmat), comparat cu un oțel tipic Fe 360 conform [72] BS- EN-10025-2: 1990 și S235JR conform [71] SR-EN-10025-2:2004. Un alt factor responsabil pentru diferența între alungirile specifice poate să fie îmbătrânirea materialului, aceasta însă nu s-a dovedit clar, este doar o presupunere care nu s-a dovedit. Tabelul 5-4 Compoziția chimică a oțelului, exprimat în % Marca oțel Carbon C Mangan Mn Siliciu Si Fosfor P Sulf S Cupru Cu Azot N Alte elem. OL37- -2-n1 0.22 0.26+ 0.85 0.07 0.055 0.055 - - Al> 0.025 Fe3602 0.17 - - 0.045 0.045 - 0.009 S235JR3 0.17 1.40 - 0.035 0.035 0.55 0.012 - sursă 1: Dan Mateescu – Construcții metalice, 1972, tabel 1.2. sursă 2: BS-EN-10025-2:1990, Table 2 sursă 3: SR-EN-10025-2:2004, Tabel 2 5.2.2. Încercare de întindere pentru șuruburi în cele ce urmează se prezintă procesul de desfacere a îmbinărilor din stâlpii cedați (Figura 5-8), de unde s-au luat șuruburile pentru încercarea de întindere. Din stâlp A s-a ales îmbinarea principală de continuare între tronsonul IV și III, care este alcătuită din următoarele: ? două corniere principale L70x7 (montanți); ? o diagonală L45x4 sudată pe un guseu cu grosime de 6 mm; ? o diagonală orizontală L50x4 sudată de talpa montantului; ? 4 șuruburi M20x60. În Figura 5-9 se pot observa procedura de desfacere a acestei îmbinări, modelul realizat în Ideea StatiCa [52] și șurubul M20 înainte de prelucrare. Clasa șuruburilor nu a fost specificată în desenele generale ale stâlpului, numai cantitatea, greutatea și normativul (STAS 920-63). 121 Figura 5-8 Șuruburi din îmbinarea între tronsonul IV-III, stâlp A În cazul stâlpului B, s-au ales șuruburile din îmbinarea între tronsonul VI cu piciorul de fundație (Figura 5-9), care s-a alcătuit în felul următor: ? două corniere principale L80x8 (montanți); ? eclisă interioară din cornier L70x7 cu lungime de 360 mm; ? eclise exterioare realizate din plăci 60x6 mm. ? 12 șuruburi M16x45 (clasa șuruburilor nu era trecută în desene, numai STAS 1388-73 și N113). Figura 5-9 Îmbinare de continuare desfăcută din stâlp B, model din Ideea StatiCa Încercarea la tracțiune s-a făcut cu aceeași aparatură ca și în cazul anterior (INSTRON 8801), iar în acest caz prinderea epruvetelor s-a realizat cu bacuri cilindrice. Șuruburile s-au preparat cu ajutorul aparatului de șanfronat. S-au eliminat filetele și astfel s-au format bare cu secțiune rotundă, având secțiune variabilă cu diametrul de 8 mm în mijloc și 9 mm în capete, conform Figura 5-10. 122 Figura 5-10 Epruvete realizate din șuruburi din stâlp A și stâlp B Curbele caracteristice și rezultatele pentru epruvetele de șuruburi din stâlp A, B sunt ilustrate grafic în Figura 5-11 respectiv Figura 5-12, și numeric în Tabelul 5-5 și Tabelul 5-7. Figura 5-11 Diagrama caracteristică σ - ϵ pentru epruvetele de șuruburi din stâlp A Tabelul 5-5 Rezultatele încercărilor la întindere pentru șuruburile din stâlp A f_{yb} (MPa) f_{ub} (MPa) ϵ_{yb} (%) ϵ_{ub} (%) 1 410,0 455.8 10.08 20.55 2 405.3 471.9 7.98 19.77 3 416.1 507.8 10.85 25.25 Medie 410.5 478.5 9.64 19.77 D.S. 5.39 26.63 1.48 2.97 CdV % 1.31 5.56 15.44 13.58 123 Diagrama caracteristică arată un comportament ductil, similar cu cazul anterior pentru platbande, însă palierul de curgere apare la o pantă cu tg α mic, la o alungire specifică de 9,64 % comparativ cu 1,21 % pentru epruvetele de șuruburi din stâlp A. Aici se poate observa în fiecare caz numai un singur salt la limita superioară de curgere. Rezultatele din Tabelul 5-5 indică o clasă de 4.6 a șuruburilor încercate, conform datelor din Tabelul 5-6 [15]. Tabelul 5-6 Valorile nominale pentru f_{yb} și f_{ub} a șuruburilor conform SR

**24-EN 1993-1-8 [15] Clasa șurubului 4.6 4.8 5.6 5.8 6.8 8.8 10.9 f_{yb} (N/mm²) 240
320 300 400 480 640 900 f_{ub} (N/mm²) 400 400 500 500 600 800 1000**

Figura 5-12 Diagrama caracteristică σ - ϵ pentru epruvetele de șuruburi din stâlp B Tabelul 5-7 Rezultatele încercărilor la întindere pentru șuruburile din stâlp B f_{yb} (MPa) f_{ub} (MPa) ϵ_{yb} (%) ϵ_{ub} (%) 1 528,1 527,1 39,09 39,20 2 542,6 541,4 40,65 40,39 3 520,3 519,6 34,98 36,19 4 534,0 534,0 39,63 40,20 Medie 531,3 530,5 38,59 39,00 D.S. 9,44 9,31 2,49 1,94 CdV % 1,77 1,75 6,45 4,99 Figura 5-13 ilustrează o curbă caracteristică semnificativ diferită de [73] [74] [75]. Atât timp cât valoarea rezistenței de rupere f_{ub} =534 MPa indică o valoare corespunzătoare clasei 5.6., valoarea deformației specifice arată o neconcordanță (Figura 5-13) în regiunea de 124 proporționalitate. Acest comportament poate să însemne o durată de viață mai lungă a șurubului (f_{yb} și f_{ub} sunt aproape identice), însă poate conduce la o cedare prematură a îmbinării din cauza deformațiilor apărute. (a) Katiana [74] (b) Hu [75] Figura 5-13 Curbe caracteristice pentru șuruburi, pe baza studiilor diferite 5.2.3. Încercare pentru determinarea modulului de elasticitate Datorită numărului redus de elemente disponibile pentru activități experimentale, încercările privind modulul de elasticitate s-au realizat pe epruvete diferite, cu secțiuni transversale mai mici comparativ cu epruvetele de platbande. Debitarea epruvetelor s-a realizat cu jet de apă (Figura 5-14), tehnologie prezentată la Cap 5.2.1. Epruvetele au lățime constantă de 10 mm, având o grosime de 8,58 mm în cazul stâlpului A, respectiv 72,42 mm pentru stâlp B. Încercarea s-a făcut cu ajutorul aparatului Instron 3366, dotat cu extensometru, având capacitatea de 10 kN

**61 în cadrul Universității Tehnice din Cluj-Napoca (Facultatea de Mecanică,
Departamentul Ingineri Mecanică**

Temperatura). Temperatura ambiantă a fost de 20°C, conform cerințelor SR-EN10002-1 [71]. 125 (a) debitare cu jet de apă (b) epruveta stâlp A (c) epruveta stâlp B Figura 5-14 Debitarea și încercarea epruvetelor pentru determinarea modulului de elasticitate Datorită faptului că suprafața de tăiere a

epruvetelor prezenta abateri în plan din cauza ruginii și din cauza vopselei, numai două încercări s-au finalizat cu un rezultat acceptabil. Valoarea finală a modulului a fost calculată automat prin intermediul software-ului aparatului de încercare folosind metoda Chord Modulus [64]. Rezultatele încercării de determinare a modulului de elasticitate sunt ilustrate în Figura 5-15 și Tabelul 5-8. Figura 5-15 Diagrama caracteristică σ - ϵ pentru epruvetele de șuruburi din stâlp B Conform informațiilor din Tabelul 5-8, rezultatul mediu final obținut este de 164.75 GPa. Luând în considerare numărul scăzut a 126 încercărilor, acest rezultat s-a considerat cu caracter informativ. Pentru o concluzie mai amplă, ar fi necesară efectuarea mai multor încercări în cazul disponibilității elementelor de testat din stâlpi cu vârstă peste 30- 40 ani. Tabelul 5-8 Rezultatele încercărilor pentru determinarea modulului de elasticitate Aria secțiunii transversale (mm²) Modul de elasticitate E (GPa) Stâlp A 85.80 165.643 Stâlp B 72.42 163.860 Medie 82.61 164.751 D.S. 4.51 1.26 CdV % 5.46 0.77 Pe de altă parte, dacă luăm în considerare factorii principali care influențează proprietățile de bază ale modelului de elasticitate, [76] descrie că constantul rețelei în microstructură are un efect semnificativ, deoarece oțelurile cu compoziție mai densă au un modul elastic crescut. Ținând cont de acestea, rezultatele prezentate în capitolele anterioare demonstrează că elementele stâlpilor au un material foarte ductil, deci ideea unui modul elastic mai redus este acceptabilă. Un alt factor discutat de [76] este efectul temperaturii, însă modulul elastic scade progresiv numai cu creșterea temperaturii în domeniul de 600-800°C [77]. Stâlpii sunt expuși în general la temperaturi între -30°C și +40°C. Cu scopul de a ține cont de îmbătrânirea materialului [78] a folosit o incintă de testare a eroziunii/intemperiiilor accelerate. Rezultatele au arătat o pierdere de 2% din modulul de elasticitate după 150 zile în cameră. Spre deosebire de literatura de specialitate internațională, Oprișa [79] evidențiază importanța fenomenului de îmbătrânire a construcțiilor metalice prin introducerea unei formule pe baza formulei von Karman utilizând modulul de elasticitate redus, și coeficientul de reducere β , pentru starea limită ultimă a capacității portante. Utilizând această teorie, autorul studiului [79] ajunge la o valoare de $\beta=0,804$ pentru structuri de peste 30 de ani. Utilizând acest coeficient, valoarea redusă a modulului de elasticitate devine 170 000 MPA. 127 5.3. Coroziunea stâlpilor LEA 5.3.1. Stadiul actual al cunoașterii Efectul coroziunii asupra structurilor metalice este studiat pe scară largă datorită frecvenței problemei și a impactului economic. Scopurile principale ale acestor studii sunt determinarea efectului coroziunii asupra rezistenței elementelor și comportamentul structurii. Conform informațiilor, circa

650 treime din producția mondială este scoasă din folosință datorită coroziunii, și numai 2/3 din metalul corodat este recuperat prin topire. Această înseamnă că circa 10% din

cantitatea totală se pierde datorită acțiunii coroziunii. Definiția chimică a coroziunii este următorul: un fenomen de deteriorare a unui material bazat pe timp, ca urmare a unei reacții cu mediul. Este un proces electrochimic, unde are loc un atac în zonele anodice la suprafață, unde ionii ferosi intră în soluție. Electronii se combină cu oxigen și apă pentru a forma ioni hidroxil. Aceștia reacționează cu ionii ferosi din anod pentru producerea hidroxidului feros, care este oxidat în aer, astfel producând rugina roșie.



oțel + oxigen + apă = oxid feric hidratat (rugină) (5-2) Figura 5-16 ilustrează tipurile coroziunii în funcție de aspectul distrugerii materialului. Aceste tipuri sunt după cum urmează: ? coroziune uniformă – întreaga suprafața a metalului este afectată de mediul înconjurător; ? coroziune localizată – se produce numai pe anumite porțiuni ale suprafeței metalului, se poate distinge pe baza următoarelor criterii: ? coroziune în puncte: se limitează la un punct sau cavitare de mică arie, având un raport de lungime / adâncime de 2/3; ? coroziune în crevase: în îmbinările metal-metal, în care există un contact cu soluția corozivă (zone cu aerare deficitară adiacentă cu o suprafață liberă bine aerată); ? coroziune intercristalină: se produce intern la limita dintre grăunții cristalini ai metalului, fără să modifice aspectul exterior și are un efect negativ la proprietățile mecanice; ? coroziunea sub tensiune: se manifestă prin fisuri inter- sau trans-cristaline din cauza solicitărilor de tracțiune sau compresiune; 128 ? coroziune la oboseală: se manifestă la solicitări variabile într-un mediu coroziv, după un anumit număr de cicluri se produc perturbări în rețelele atomice ale metalului. Figura 5-16 Tipurile coroziunii Sursă: <https://steemit.com> [54] În scopul de a asigura protecția metalului împotriva ruginii, trebuie asigurată o barieră impermeabilă între suprafața metalului și mediul înconjurător prin intermediul straturilor de galvanizare și vopselelor. Cerințele legate de protecția împotriva coroziunii a construcțiilor din oțel sunt prezentate în [80]. Totodată, pe măsură ce structurile îmbătrânesc, această barieră începe să se deterioreze, astfel oțelul devine expus la acțiunile mediului. Această problemă se manifestă într-un mod deosebit în cazul stâlpilor LEA, vârsta acestor structuri fiind în multe cazuri de peste 50 de ani. Din cauza calității necorespunzătoare a lucrărilor de mentenanță, straturile de protecție sunt deteriorate, astfel este posibilă crearea contactului între umezeală și structură. Acest contact conduce pe termen lung la încapsularea umidității în zonele unde se adună și se blochează umiditatea, zone

152care sunt cele mai sensibile din punct de vedere al

capacității structurale: legătura fundației cu montanții, îmbinările tronsoanelor și capetele barelor orizontale de rigidizare (Figura 5-17) 129 Figura 5-17 Diferite zone sensibile la formarea ruginii – colecție personală de fotografii al autorului Ceea ce privește reabilitarea stâlpilor corodați există două opțiuni principale [81]: ? revopsirea totală a stâlpilor; ? schimbarea și înlocuirea structurii. Cerințele legate de aceste aspecte sunt descrise în Metodologie pentru proiectarea lucrărilor de reabilitare ale LEA 110 kV [12]. Cu toate acestea, dacă luăm în considerare lungimile și mărirea rețelelor LEA, trebuie să constatăm că o eficientă strategie

de mentenanță este esențială pentru părțile responsabile cu lucrările de întreținere, nu numai aplicarea celor două acțiuni de reabilitare. Realizarea și dezvoltarea unei metodologii ingineresti multidisciplinare ar putea rezulta într-o economisire semnificativă

142atât din punct de vedere financiar cât și al volumului de

intervenții. Trebuie realizată o clasificare a elementelor corodate în funcție de importanța lor privind integritatea structurală, apoi se alege modul de intervenție: ? elementele care se corodează în cel mai scurt timp sunt șuruburile. Prin monitorizarea acestora, înlocuirea lor îmbunătățește starea globală a structurii fără a pune în pericol integritatea ei. O problemă frecvent întâlnită pe teren constă în revopsirea șuruburilor corodate. Aceasta a fost confirmată de 130 către autor după desfacerea îmbinărilor. Revopsirea șuruburilor este o soluție superficială și periculoasă privind capacitatea portantă a îmbinărilor, deoarece se dezvoltă tensiuni suplimentare din cauza straturilor de coroziune suplimentare între componentele îmbinării ? barele zvelte redundante corodate vor fi decapate de vopsea până la luciul metalic, apoi va fi măsurată grosimea reală. Dacă se constată o micșorare până la 25%, elementele se vor proteja prin revopsire, altfel vor fi înlocuiți; ? în cazul barelor secundare structurale corodate (cele mai importante fiind diagonalele principale), dacă grosimea reală este mai mică cu până la 15 % decât grosimea originală, se revopsesc. În caz contrar vor fi înlocuite; ? montanții și consolele corodate care nu pot fi îndepărtate, trebuie consolidate la fața locului. Consolidarea se realizează de obicei prin sudura unui cornier în spatele elementului corodat, astfel formând o secțiune transversală în formă de cruce. Literatura de specialitate prezintă numeroase cercetări privind analiza capacității structurilor metalice sub acțiunea coroziunii, însă în cele mai multe cazuri sunt prezentate concluzii și aspecte generale [82], sau se discută despre structuri industriale realizate din profile laminate tip I, H sau țevi [83], [84]. O altă disciplină frecvent studiată în privința coroziunii este construcția de poduri [85], [86]. Lângă cercetările și calculele făcute în FEM, s-au realizat studii avansate care includ încercări experimentale pe îmbinări sau elemente structurale prelevate din structuri scoase din folosință. Această abordare ar putea fi aplicată într-un mod perfect și în cazul stâlpilor LEA, deoarece sunt mulți stâlpi scoși din uz, și încercarea experimentală s-ar putea realiza relativ simplu pe un tronson inferior sau numai pe îmbinări principale independente. Din rezultatele încercărilor pe baza structurilor existente ar fi posibilă stabilirea coeficientului de reducere a capacității portante, care ar facilita considerabil procesele viitoare de reabilitare și expertizare. S-a observat că majoritatea cercetărilor analizează starea structurilor metalice generale sub acțiunea coroziunii, în cele ce urmează se prezintă activitățile legate de stâlpii LEA și de corniere. Beaulieu [87] a testat 16 corniere corodate la forța de compresie (Figura 5-18). Lungimea cornierelor cu dimensiunea de L64x64x4.8, L64x64x9.5 a fost între 500 și 1500 mm, iar nivelul coroziunii a fost 25 % și 40 % din greutatea totală. Folosind o metodă de calcul bazată pe grosimea 131 reziduală medie a elementului din codul ASCE 10-97 [24], s-a definit capacitatea cornierelor corodate cu o medie între valoarea calculată și experiment de 1,05 pentru grosimea de 9,5 mm respectiv 0,94 pentru 4,8 mm. Cornierele corodate au pierdut din capacitatea lor între 10 % și 70 %: la o corodare de 25-30 % s-a înregistrat o pierdere de 15-20 %, iar la o corodare de 35-40 % micșorarea capacității portante a fost de 25-40 %. Figura 5-18 Corniere corodate la încercare la compresie - [87] În continuare, în teza sa de doctorat [87] a testat 20 corniere cu dimensiune de L40x40x4 și lungime de 790 mm, cu trei diferite tipuri de coroziune: (I) moderată, (II) în puncte și (III) de penetrare profundă. În cea ce privește poziția și agresivitatea coroziunii pe cornierele încercate, s-au evaluat diferiți stâlpi LEA pe teren cu elemente corodate care au fost considerate ca și exemple. Formula de reducere a rezistenței barei corodate în funcție de lungimea modificată este exprimată în formula (5-3). $NN???,?,???,?,? = a + bT???,? + cT???,?L???,? + dT???,?(L???,?)L$ L (5-3) unde: Nb,Rd,S reprezintă rezistența de calcul a barei corodate comprimate la flambaj 132 Nb,Rd,S este rezistența de calcul a barei necorodate comprimate la flambaj a, b, c, d sunt constantele dependente de zveltețea relativă a barelor (necorodate) φ reprezintă unghiul suprafeței expuse cu direcția vântului Lmod este parametrul de poziția coroziunii Tred reprezintă reducerea grosimii În concluziile finale s-a comparat rezistența cornierelor corodate conform codului EN-50341 [16] cu rezistența calculată pe baza metodei Oszvald [88]. Rezultatul capacității conform EN-50341 [16] este Ncor,En/Nb0,Rd,S=0,824, iar folosind metoda nouă Ncor,Oszv/Nb0,Rd,S=0,926. Diferența între cele două practici fiind de 9 %. 5.3.2. Măsurători pe teren despre nivelul coroziunii Dintre toate vizitele de teren efectuate de autor, starea cea mai gravă privind nivelul coroziunii a fost în cazul stâlpului B. S-a măsurat grosimea cornierelor cu ajutorul șublerului digital, în zona inferioară din tronsonul VI a stâlpului: montanț L80x8, diagonală principală L70x4 L50x4, respectiv elemente secundare de L45x4. (a)=8.31 mm (b)=7.69 mm (c)=6.64 mm Figura 5-19 Grosimea corodată a cornierului L80x8 din stâlp B Figura 5-19 ilustrează cornierul cel mai afectat de coroziune, montanțul stâlpului. S-au efectuat mai multe măsurători pe lungimea barei, unde s-a constatat diferența cea mai mare de 17 % între grosimea inițială și cea corodată. Tabelul 5-9 prezintă restul măsurătorilor. 133 Tabelul 5-9 Măsurători pe teren despre grosimea cornierelor corodate Dimensiune cornier Grosime inițială [mm] Măsurare 1 [mm] Măsurare 2 [mm] Diferență [%] L80x8 8 7.69 6.64 17 L70x4 4 4.35 3.82 4.5 L50x4 4 3.88 3.76 6 L45x4 4 3.77 3.54 11.5 5.3.3. Analiza structurală globală a stâlpului corodat Pentru a lua în considerare efectul coroziunii în capacitatea structurală, s-a realizat analiza globală elastică și de flambaj a stâlpului B, folosind programul Consteel 14 [54]. Configurația structurală poate fi observată în Figura 5-20. Figura 5-20 Configurația structurală stâlp B S-a modificat grosimea elementelor structurale principale pe baza măsurătorilor conform Tabelul 5-9 și Figura 5-21: 134 ? montanțul din primul segment din tronsonul inferior s-a modificat la 6,5 mm (roșu), al doilea segment la 7 mm (verde), iar restul montanților de L80x8 la L80x7,5 (albastru închis), respectiv montanții din capătul structurii de la L70x7 la L70x6,5 ? dimensiunea diagonalelor principale s-a schimbat de la L70x4 la L70x3,85 (roz), iar în cazul cornierului L50x4 la L50x3,75 (gri). (a) model necorodat (b) model corodat Figura 5-21 Geometria modelelor structurale în funcție de bare corodate În urma efectuării analizei elastice de ordinul doi și a analizei de sensibilitate la flambaj, au rezultat diferențele prezentate în Tabelul 5-10. Valorile sunt prezentate pentru partea comprimată a stâlpului, prezentând cele mai semnificative diferențe și principalii parametri de calcul la rezistența de stabilitate globală. Așa cum se poate observa în Figura 5-22, diagonalele prezintă o diferență nesemnificativă în

procentul de solicitare structurală între varianta corodată și necorodată (1-2 %). În mod similar, nici elementele întinse nu sunt influențate semnificativ de prezența coroziunii. 135 Tabelul 5-10 Rezultatele analizelor elastice pentru stâlpul B în stare necorodată și corodată Dim. cornier Cap. port. elastică [%] Zveltețea globală I Factor cr. de multiplicare a forței acr Rezist. la stabilitate glob. [%] Stâlp L80x8 56.3 0.718 3.40 68.7 necorodat L80x8 81.4 0.718 3.40 88.6 L70x7 73.7 0.616 5.25 60,5 Stâlp L80x6.5 68.8 0.829 2.30 94.6 corodat L80x7.5 86.2 0.764 2.68 110.8 L70x6.5 78.9 0.614 4.92 64,9 Diferența principală de 22,2 % se observă în zona inferioară a stâlpului pentru cornierul L80x6,5, în nodul cu diagonalele principale. Valoarea factorului critic de multiplicare a forței acr indică diferența principală (3,40 față de 2,30) în procentajul de solicitare structurală la rezistența de stabilitate globală. (a) Stâlp corodat (b) Stâlp necorodat Figura 5-22 Procentul de solicitare structurală a stâlpului corodat și necorodat Pe măsura creșterii înălțimii stâlpului, efectul coroziunii scade, deoarece încărcarea barelor prezintă o tendință de scădere. Zonele cele mai sensibile sunt nodurile între montanți și diagonale principale. 136 5.3.4. Analiza îmbinărilor corodate Pe baza articolului [89] realizat de autor, s-a făcut un studiu comparativ privind analiza îmbinărilor corodate pentru stâlp B, folosind programul de calcul Idea StatiCa [52]. Configurația îmbinărilor principale este după cum urmează (Figura 5-23): ? Îmbinarea A: conectează tronsoanele principale inferioare, este alcătuită din corniere L80x8, o eclisă interioară de L70x7, eclise exterioare din platbande cu grosime de 6 mm, legate între ele cu 12 șuruburi M16 gr. 5.6.; ? Îmbinarea B: responsabilă pentru legarea tronsoanelor III (L80x8) cu II (L70x7) prin intermediul eclisei interioare L60x6 și a guseurilor exterioare de 6 mm grosime, prinse între ele cu 12 șuruburi M16 gr. 5.6. Diagonalele L60x5 și L50x5 sunt prinse de guseuri cu 2 șuruburi M16 gr. 5.6.; ? Îmbinarea C: realizează conexiunea între tronsoanele II (L70x7) cu I (L60x6) cu o eclisă interioară L60x6, guseu și platbandă exterioară cu 6 mm grosime, legată cu 9 șuruburi M16 gr. 5.6. Cele două diagonalele de L50x5 și L50x4 sunt prinse de guseu cu ajutorul celor 2-2 șuruburi M16 gr. 5.6. (a) Îmbinarea A (b) Îmbinarea B (c) Îmbinarea C Figura 5-23 Îmbinările analizate la efectul coroziunii 137 S-a comparat capacitatea maximă a îmbinărilor la efort axial pentru trei diferite tipuri: (I) Îmbinare necorodată, (II) Îmbinare cu coroziune uniformă, (III) Îmbinare cu coroziune în puncte. Valoarea pierderii de secțiune a cornierelor din modelele cu coroziune uniformă s-a luat din modelul Consteel [54], prezentat în subcapitolul anterior. Eclisele interioare de L70x7 s-au modificat la L70x6.5, respectiv cele L60x6 la L60x5.5. În cazul coroziunii în puncte, s-au modelat găuri cu diametru de 5 mm în montanți conform Figurii 29. Aceste găuri s-au poziționat în zona marginală a guseurilor respectiv în mijlocul eclisei interioare, astfel simulând rugina cauzată de umezeala acumulată. Figura 5-24 Îmbinare modelată cu coroziuni în puncte din stâlp B Comparația celor două tipuri de coroziune cu îmbinarea necorodată sunt prezentate în Tabelul 5-11, ținând cont de rezistența ultimă la compresiune și la întindere a conexiunilor. Tabelul 5-11 Rezultatele analizelor pe îmbinările cu coroziune uniformă și în puncte pentru îmbinările principale din stâlp B Necorodat Coroziune uniformă Coroziune în puncte compr. [kN] întind. [kN] compr. [kN] întind. [kN] compr. [kN] întind. [kN] Îmb. A Dif. [%] 386.98 354.95 347.14 10.30 297.14 16.29 372.14 3.83 343.14 3.33 Îmb. B Dif. [%] 325.52 264.58 275.78 15.28 225.25 14.87 295.57 9.20 264.32 0.10 Îmb. C Dif. [%] 233.59 186.98 220.05 5.80 172.40 7.80 219.01 6.24 186.02 0.51 138 Analizând Tabelul 5-11, reiese că îmbinările au o capacitate mai mare cu 10÷20% la eforturi din compresiune, decât la eforturi din întindere. Totodată, se poate afirma că influența coroziunii uniforme este mai defavorabilă decât în cazul coroziunii în puncte, diferența fiind de maxim 16 % comparativ cu 9 %. Efectul coroziunii se manifestă în mod egal în privința rezistenței la compresiune și la întindere, nu există diferență în magnitudinea reducerii. (a) Îmbinarea A (b) Îmbinarea B (c) Îmbinarea C Figura 5-25 Harta tensiunilor și deformațiilor specifice plastice ale îmbinărilor cu coroziune uniformă din stâlp B Figura 5-25 arată modul de cedare a îmbinărilor cu coroziune uniformă pe baza hărților de tensiune și a hărților de deformație specifică plastică. Se poate observa că elementul cel mai sensibil din îmbinările B și C este montantul superior, cedarea apare în zona de capăt al eclisei. În cazul îmbinării A acest efect este simetric, zona de curgere se formează în montanți lângă ambele capete ale eclisei. 139 Aspectele prezentate în acest capitol indică importanța lucrărilor de mentenanță privind protecția structurilor LEA împotriva acțiunii de distrugere a coroziunii, zonele cele mai afectate fiind montanții în marginea îmbinărilor din tronsonul inferior. 5.4. Scanare laser 5.4.1. Descrierea metodologiei Procedul de scanare 3D, altfel denumit tehnologia fotogrammetrică terestră,

58analizează un obiect sau mediul înconjurător pentru a colecta date despre forma și, eventual

pentru a înregistra diferite aspecte, cum ar fi culoarea acestora.

58Datele colectate pot fi apoi utilizate pentru a construi modele digitale tridimensionale, compatibile cu diferite

programe performante de procesare. Scanarea cu tehnologia laser s

155-a dezvoltat în a doua jumătate a secolului XX,

scopul fiind recrearea cu precizie ridicată a diferitelor suprafețe. Metodologia este special folosită în domeniul cercetării și proiectării [90]. În domeniul ingineriei civile, scanarea laser constă în procesul controlat al direcționării razelor laser, respectiv măsurarea distanței la fiecare punct scanat. Acest lucru permite identificarea poziției tridimensionale a fiecărui punct din imaginea scanată. În general, o singură scanare nu va produce un model suficient de detaliat, astfel fiind necesar realizarea mai multor stații de măsurare din diferite direcții. În funcție de dimensiunile obiectului, uneori pot fi necesare și peste o sută de măsurători. Aceste scanări trebuie importate într-un sistem de referință comun, procedură care se numește

alinie sau înregistrare. După eliminarea detaliilor și punctelor inutile care nu fac parte din obiectul scanat (precum copaci sau cabluri), se poate folosi norul de puncte pentru realizarea secțiunilor și vederilor. 5.4.2. Domenii de folosire Cel mai mare avantaj a procesului este că scanarea laser este un proces nedistructiv, și nici nu pune în pericol viața oamenilor. Profitând de acest lucru, scanarea 3D se folosește cel mai des în analiza și verificarea podurilor [91], respectiv a clădirilor patrimoniu [92]. În studiul lui, Fawzy [93] a combinat metoda de scanare laser cu fotografiile digitale făcute din apropiere (Digital Close Range Photogrammetry - DCRP), astfel îmbunătățind acuratețea înregistrării făcute realizate pe o clădire tip moschee din Egypt. 140 Un alt beneficiu este prezentat de [94], unde este subliniată importanța metodei de scanare 3D în procesul de predare pentru studenții din domeniul ingineriei civile. Fotografiile sau desenele nu sunt suficiente de detaliate și nu permit întotdeauna vizualizarea dimensiunilor reale ale clădirilor, podurilor sau viaductelor. Parcurgând literatura de specialitate națională și internațională, se poate afirma că această tehnologie încă nu s-a utilizat în studiul și analizarea stâlpilor LEA. 5.4.3. Prelucrarea datelor din norul de puncte Autorul a realizat înregistrări pe doi stâlpi cu tehnologia descrisă, ambele fiind localizate în apropiere orașului Cluj-Napoca: a) pe un stâlp de întindere în colț IcN220232A, în anul 2015 b) pe un stâlp de susținere Sn110104, în anul 2020 În următoarele vor fi descrise pașii de realizare și modelele finale. a) IcN220232A: S-a folosit un aparat de scanare FARO Focus 3D S120, având o rază maximă de 120 m cu capacitatea de a cuprinde o vedere 3D la 360 grade cu o toleranță maximă de ± 2 mm și rată de scanare 976000 puncte/sec. S-a scanat stâlpul din 11 diferite poziții în jurul stâlpului. Înregistrările s-au aliniat utilizând programul Scene LT, cu ajutorul bilelor de referință Figura 5-26 (a). Modelul final se prezintă în Figura 5-26 (b). Stâlpul face parte din categoria mai complexă privind configurația structurală, cu o înălțime de 37,2 m și suprafața de bază 5,10 m x 3,81 m.

181(a) (b) (c) Figura 5- 26 Procedura de scanare laser (a),

Norul de puncte (b), Suprapunerea modelului scanat pe model inițial (c), realizat de autor în [62] 141 Norul de puncte conținând 1,71 milioane de puncte (format .ptx) s-a suprapus cu axonometria modelului structural (exportat din programul de calcul Consteel în format .ifc) în programul de detalieri Tekla Structures [95], conform Figura 5-26 (c). S-a observat o deformare orizontală de 10,1 cm la vârful stâlpului și o deformare verticală de 5,3 cm la consola cea mai lungă, respectiv un număr mare de diagonale deformat. Un factor important este locația structurii, acesta fiind poziționată în vârful unui deal. Din această cauză, nu s-au putut efectua scanări de la distanță suficientă, astfel în zona superioară a stâlpului nu s-a înregistrat o densitate suficientă de puncte. Un alt aspect care creează dificultate este dimensiunea norului de puncte, care necesită un calculator cu performanță excepțională, în caz contrar procesul de prelucrare a datelor devine prea consumător de timp. b) Sn110104: Scanarea s-a realizat cu un aparat de scanare Trimble TX8, cu o rază maximă de 340 m, și viteză de scanare cu 1 milion de puncte/sec (Figura 5-27 a,

20b). (a) (b) (c) Figura 5- 27 Aparatul de scanare (a), bila de

referință (b), norul de puncte (c) 142 De data aceasta s-a ales un stâlp așezat într-un câmp deschis, fără obstacole în vecinătate. Înălțimea stâlpului este de 32,2 m, dimensiunea de bază de 2,41 m x 2,41 m. Scanarea s-a făcut pe 8 locații diferite, rezultatul înregistrării fiind un model aliniat cu 22,44 milioane de puncte (Figura 5-27 c). Datorită calității mai detaliate și complexe, prelucrarea norului de puncte s-a putut efectua mai eficient după suprapunerea modelelor. Totuși, remodelarea înseamnă un proces lung și minuțios, care necesită un nivel de utilizare ridicat a programului Tekla Structures [95]. În finalul prelucrării norului de puncte, care de fapt a constat în reconstrucția modelului pe baza releveului de scanare, s-a rezultat o axonometrie care corespunde geometriei reale. 5.4.4. Rezultatele analizei stâlpului scanat Folosind axonometria realizată în Tekla Structures [95], s-a construit modelul de calcul al stâlpului scanat în programul Consteel [54], ilustrat în Figura 5-28. Figura 5-28 Axonometria stâlpului scanat în programul de calcul Consteel 143 Ținând cont de excentricitățile barelor și îmbinărilor, s-au folosit elemente de legătură tip link continuu, astfel legând barele cu axe decupate pentru transmiterea forțelor. Pentru respectarea formei reale a montanților deformați, picioarele stâlpului s-au modelat într-un mod divizat, legând cu bare individuale nodurile diagonalelor (Figura 5-29). Figura 5-29 Geometria deformată a montanților stâlpului scanat Tabelul 5-12 Deformații măsurate pe stâlp scanat Criterii Înălțime/ Lungime [m] Valoare de limită [mm] Valoarea măsurată Verticalitate stâlp 32,3 63,8 H/500 174 Orizontalitate console inf. 4,1 20,5 L/200 32 180 Orizontalitate consolă sup. 2,6 13 51 Se observă forma flambată a montanților, iar la nivelul global, se constată o deformare laterală de 174 mm pe înălțimea stâlpului (Tabelul 5-12). Conform cerințelor 1.3.a.5. din Metodologie pentru proiectarea lucrărilor de reabilitare ale LEA 110 kV [12], verticalitatea este limitată la 0.2% din înălțimea stâlpului (Hst/500). Pentru Hst=32.2 m, această limită este 63.8 mm. În cazul consolelor, s-a măsurat o săgeată de 32 mm și 180 mm pentru consolele inferioare, și 51 mm pentru consola superioară, în timp ce limita de orizontalitate este specificată la 0.5% din 144 lungime (Lcon/200). Pentru consola inferioară Lcon=4,1 m, această valoare este 20,5 mm, iar pentru consola superioară Lcon=2,6 m cu 13 mm. Lângă deformarea verticală, consolele prezintă o deformare substanțială în zona tălpii superioare, după cum se poate observa în Figura 5-30. Acest fenomen se explică prin faptul că aceste bare s-au dimensionat numai la întindere, la o zveltețe de $l_{eff}=240$. Însă, în realitate, aceste corniere au preluat și încărcări orizontale și de compresiune din cauza acțiunii vântului. Figura 5-30 Vedere laterală, superioară și 3D a consolelor stâlpului scanat Pentru determinarea capacității structurale a stâlpului, lângă combinația cea mai defavorabilă N2, s-a examinat și o combinație de exploatare. Luând în considerare situația stâlpului pe teren (zonă plată cu vegetație neglijabilă fără obstacole), s-au impus două direcții de vânt, ambele perpendicular pe linie. Rezultatele analizei s-au comparat cu rezultatele realizate pe o structură cu geometrie perfectă. În ambele cazuri, zona cea mai solicitată este Tronsoanul IV, mai exact montanții cu profil L70x7. S-a constatat o diferență semnificativă între configurația modelului scanat, și modelul perfect: pe stâlpul din teren nu s-a montat bara orizontală transversală între tronsoanele IV și V (Figura 5-30). Această

bară are rolul de a stabili zona respectivă a stâlpului, și are o contribuție importantă în distribuția eforturilor. Lângă această problemă, s-a constatat și un comportament diferit în zona îmbinărilor: în cazul modelului scanat, unde s-a ținut cont de suprapunerea cornierelor în zona îmbinărilor, solicitarea structurală maximă se mută în zona de schimbare a secțiunilor, pe când în modelul teoretic solicitarea maximă se află în câmp. 145 (a) (b) (c) Figura 5-31 Abateri între configurația modelului inițial (a) și modelul scanat din teren (b), comparat cu planul original (c) Compararea rezultatelor arată că modelul scanat depășește limitele structurale în mod semnificativ atât la nivel local și cât la nivel global, solicitarea maximă fiind între 140%+190%. Aceste valori sunt ilustrate cu ajutorul modelelor din programul de calcul Consteel în Figura 5-32. Pentru modelul cu geometrie perfectă solicitarea maximă este de 116%. Însă, spre deosebire, se identifică un comportament mai bun în zona inferioară a diagonalelor principale pentru stâlpul scanat decât în cazul stâlpului teoretic (95%). Aceasta se explică prin legăturile excentrice ale diagonalelor în barele orizontale și în montant, în acest fel încărcările fiind distribuite între bare, reducând forțele axiale. Pe de altă parte, rezultatele combinației de exploatare arată o suprasolicitare mai redusă. Pentru această combinație, solicitarea structurală maximă se poate observa tot în zona de îmbinare între tronsoanele III și IV, cu valori cuprinse între 97 %+145 %. 146 (a) (b) (c) Figura 5-32 Utilizările structurale pentru stâlpul cu geometria perfectă (a) respectiv pentru modelul scanat, calculat la combinația N2 (b) și combinația de exploatare (c) S-a evidențiat importanța procesului de scanare 3D, nu numai în aflarea formei exacte, ci și în compararea configurației globale a stâlpului, deoarece diferențele între structura inițială și reală nu pot fi observate în mod clar numai prin inspecție vizuală din cauza complexității geometrice. 147 5.4.5. Direcții viitoare ale procesării norilor de puncte Estimarea stării reale a structurilor LEA prezintă a provocare complexă pentru inginerii proiectanți în cazul prezentat, când există o bază de date extrem de largă sub forma norului de puncte, fiecare oră de prelucrare contează. În momentul de față, însă, nu există nici un program cu ajutorul căruia ar fi posibil transformarea unui nor de puncte într-un sistem de axe. Din acest motiv, o direcție viitoare este folosirea metodologiei parametrice, prin intermediul programului Rhino și Grasshopper [55]. Profitând de potențialul uriaș a acestei direcții, și de dezvoltării destul de rapide a software-ului, în viitorul apropiat se așteaptă prezentarea unui plug-in care o să se permite procesarea norului de puncte. 5.5. Metoda de evaluare a stării structurale pe teren Ținând cont de aspectele prezentate în acest capitol cum ar fi deformațiile barelor, protecția anticorozivă sau corodarea structurilor LEA, autorul a implementat un sistem de clasificare care rezumă și prezintă starea generală a stâlpilor. Principiul clasificării este încadrarea diferitelor proprietăți într- un sistem cu note de 1 la 10, iar fiecărui notă corespunde o culoare (Tabelul 5-13). Folosind această metodă, se poate evidenția eficient și clar statutul obiectiv al oricărui stâlp în expertize, studii de caz sau în cercetarea curentă. Tabelul 5-13 Clasificarea structurilor LEA, implementată de autor în [96], [97] Tipul de stâlp Calitatea vopselei Nivelul coroziunii Deformații ale Starea secțiunilor fundațiilor IC 8/10 7/10 7/10 5/10 IN 7/10 6/10 8/10 5/10 IT 9/10 9/10 7/10 8/10 SN 7/10 7/10 6/10 6/10 Legendă punctaje acordate: 1+4: critic – necesită intervenție urgentă 5+6: nesatisfăcător – necesită consolidare 7+8: afectat – necesită reparații de întreținere 9+10: acceptabil – poate fi exploatat fără intervenții până la următoarea expertizare. 148 6. METODOLOGIA DE IDENTIFICARE A MODURILOR DE PRĂBUȘIRE A STĂLPILOR CEDAȚI FOLOSIND METODE LINIARE ȘI NELINIARE 6.1. Introducere Capitolul prezintă o metodologie care ne ajută în înțelegerea fenomenului de colaps a structurilor LEA. În urma vizitelor pe teren s-au analizat mai multe tipuri de cedare a structurilor, însă în lipsa înregistrărilor modului de prăbușire sau a testelor la scară reală, este extrem de dificilă definiția modului de cedare a structurilor. Această cunoștință are o importanță semnificativă, pe baza acestuia pot fi determinate elementele critice în colaps, astfel fiind posibilă consolidarea adecvată a structurii. În plus, dacă se va ține cont de aceste cunoștințe specifice, noile structuri pot fi proiectate mai eficient în viitor. Cu ajutorul metodologiei create de autor se poate identifica nu numai elementul critic, dar și ordinea barelor și îmbinărilor care pierd capacitatea portantă, răspunsul structurii după eliminarea elementului critic, respectiv modul și forma colapsului progresiv. S-a ținut cont și de efectul coroziunii, rezultatele fiind prezentate în funcție de viteza vântului. În acest capitol sunt aplicate cunoștințele obținute în capitolele anterioare: ? calculul încărcărilor conform normativului în vigoare; ? factorii principali de modelare în calculul structural 3D; ? efectul îmbinărilor semirigide pe structura globală pe baza calculului făcute în programul IDEA StatiCa [52]; ? analiza de sensibilitate la flambaj pe baza calculului făcute în programul Consteel [54]; ? rezultatele testelor de material din stâlpii cedați. Lângă analiză elastică, s-a introdus analiza static și dinamic neliniară în procedura de calcul cu ajutorul programului SAP 2000, versiunea 21.0.2 [98]. Setările principale au fost realizate pe baza UFC 4- 023-03 [99], FEMA-273 [100], respectiv FEMA-356 [101]. 149 6.2. Metode de calcul 6.2.1. Analiză static liniară (ASL) Pentru identificarea elementelor

166 cele mai sensibile din punct de vedere al

pierderii de stabilitate, s-a folosit analiza de sensibilitate în programul Consteel. În această procedură toți membrii sunt selectați și atribuiți cu cel mai relevant mod de flambaj în fiecare combinație de încărcare. Pentru a cuantifica acest fenomen, se folosește Metoda generală din EN 1993-1-1 6.4. [14], unde coeficientul de multiplicare al încărcării de calcul (α_{cr}) corespunzător modurilor relevante de flambaj este folosit în calcularea zvelteții membrilor. S-a analizat stâlpul ICn 110213 de întindere în colț, cu 3 diferite înălțimi în funcție de numărul tronsoanelor (I) ICn-3 cu 25,7 m, (II) ICn având 28,7 m, respectiv (III) ICn+6 fiind 34,7 m. Pentru fiecare model s- au folosit configurații cu îmbinări semirigide. Acest tip de stâlp a fost proiectat în 1976, pentru unghiurile de aliniament $\alpha=200g+140g$, caracteristicile principale de proiectare fiind prezentate în Tabelul 6-1. Tabelul 6-1 Proprietățile de bază ale stâlpului ICn 110213 Simbol Semnificație Zona la an Deschiderea nominală a liniei, sau deschiderea max. limitată de gabaritul la sol 245 m av Deschiderea max. limitată de presiunea vântului sau semisuma max. a deschiderilor adiacente 275 m af Deschiderea max. limitată de distanța dintre faze 275 m ag Deschiderea max. limitată de forțele verticale sau semisuma max. a deschiderilor virtuale adiacente 425 m Încărcările au fost recalulate conform normativului în vigoare NTE 0030400 [10], de unde s-au ales combinațiile cele mai semnificative în regim normal de funcționare (N2 -

1 vânt perpendicular pe linie, simultan cu depunere de chiciură) respectiv în

regim de avarie (A1 -

1 ruperea conductoarelor în condițiile unui vânt perpendicular pe linie, simultan cu depunere de chiciură). În scopul de a lua în

161 considerare încărcările cele mai defavorabile din punct de vedere al

comportamentului global și local, s-au comparat rezultatele din analiza de rezistență și de flambaj din combinațiile descrise anterior (N2 și A1). Împotriva faptului că ruperea conductorului 150 naște un efect semnificativ de torsiune pe structura stâlpului, care se constată în forțele axiale mărite în diagonalele principale frontale, eforturile mai defavorabile sunt prezente în combinația N2 (Figura 6-1). (a) Combinația N2 (b) Combinația A1 Figura 6-1 Rezultatul forțelor axiale din analiza elastică pentru diferite regimuri de calcul În următoarele imagini sunt prezentate rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj pentru stâlpul ICn-3 cu înălțime de 25,7 m. 151 (a) – Valorile acr (b) – Forma pierderii de stabilitate Figura 6-2 Analiză de sensibilitate la flambaj pentru ICn-3 110213 Se observă că bara critică este diagonala principală laterală L60x6 din tronsonul IV, având valoarea de $\text{acr} = 2,37$ sub încărcarea axială de 68,87 kN. Procentul de solicitare structurală este 80,2 % utilizând formula 6.3.4 (2)-(3), (4)b – (6.63, 6.64, 6.66) din [14]. Figura 6-2 (b) arată forma elementului flambat după axa y-y. În ceea ce privește comportamentul global al stâlpului, se poate constata participarea montanților principali în preluarea compresiei din vântul perpendicular pe conductoare. Aceste elemente sunt realizate din profile L140x12 respectiv L120x12 și au fost modelate cu îmbinări semirigide cu valoarea în direcția principală de 2500 kNm/rad, respectiv în direcția slabă de 1000 kNm/rad. Configurația cea mai des folosită pentru acest tip de stâlp constă în solicitarea tronsoanelor principale cu înălțime de 6 m. În unele cazuri de teren, însă, este necesară folosirea unei înălțimi intermediare de 3 m. Acest semi-tronson este configurat cu diagonale în forma de K în loc de forma în X, care conduce la un comportament spațial diferit. Această distribuție a forțelor axiale și a rigidităților se poate observa în 152 valoarea diagonalei comprimate cu $\text{acr} = 9,28$, comparativ cu diagonala din tronsonul superior de forma X având valoare de $\text{acr} = 2,37$. În următoarele imagini sunt prezentate rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj pentru stâlpul ICn cu înălțime de 28,7 m. (a) – Valorile acr (b) – Forma pierderii de stabilitate Figura 6-3 Analiză de sensibilitate la flambaj pentru ICn 110213 Se poate identifica un comportament mai bun al elementelor principale pentru această înălțime (Figura 6-3). Barele critice la pierdere de stabilitate sunt montanții din tronsonul V cu $\text{acr} = 3,34$. Diagonalele principale nu sunt evidențiate ca și elemente sensibile, numai barele secundare de stabilizare. În Figura 6-4 a sunt prezentate elementele cele mai sensibile la pierdere de stabilitate, respectiv în Figura 6-4 b forma flambată pentru stâlpul ICn+6 110213, cu înălțime de 34,7 m. 153 (a) – Valorile acr (b) – Forma pierderii de stabilitate Figura 6-4 Analiză de sensibilitate la flambaj pentru ICn+6 110213 Luând în considerare că acest stâlp este cel mai înalt și montantul tronsonului inferior este identic cu cel din stâlpii anterior tratați, este de înțeles că acest stâlp are cea mai mică valoare de $\text{acr} = 3,33$ dintre stâlpii prezentați. În următoarele tabele se vor prezenta rezultatele detaliate pentru diferitele înălțime de stâlpi în funcție de tipurile de rigidități introduse de autor. S-au folosit diferite culori pentru diferite rigidități pentru o mai bună transparență a tabelelor, după cum urmează: ? Model articulată: fiecare bară este articulată în ambele capete; ? Model semirigid: pentru îmbinările elementelor structurale principale s-au impus rigiditățile corespunzătoare calculate individual, iar elementele secundare au articulații perfecte; ? Diagonale articulate și montanți continuu: capetele diagonalelor sunt articulate iar toți montanții sunt total rigide; ? Model complet continuu: fiecare bară este rigidă. 154 Tabelele conțin locația, dimensiunile, capacitatea maximă de flambaj, coeficienții de încastrare, respectiv procentul de solicitare maximă structurală pentru elementele principale structurale. 155 Tabelul 6-2 Rezultatele analizelor elastice pentru ICn-3 110213 cu Hstâlp=25.7 m Model articulată Model semirigid Diag. art., mont. continuu Model complet continuu Poziție Descriere model Profil Axă puter. NBRd [kN] Axă slabă Coeficient încastrare ky kz Axă puter. NBRd [kN] Axă slabă Coef. încastr. ky kz Axă puter. NBRd [kN] Axă slabă Coeficient încastrare ky kz Axă puter. NBRd [kN] Axă slabă Coeficient încastrare ky kz T5_M L140x12 574 638 0,99 0,99 651 647 0,95 0,95 572,1 651,3 0,93 0,93 670,9 659,7 0,89 0,89 T5_D-F L70x6 36 70 0,99 1,02 68,6 94,8 0,8 0,88 37 70,6 0,98 1,04 72,2 124,6 0,62 0,65 T5_D-L L60x6 63,4 55,5 1,02 0,96 96,1 79,4 0,78 0,78 63,1 56,9 1,04 0,95 112,4 110,5 0,61 0,55 T4_M L120x12 484,8 554,7 0,91 0,91 554,4 569,4 0,82 0,83 482,9 573,4 0,8 0,8 568,9 577,5 0,78 0,78 T4_Di-F L70x6 45,2 124,1 0,99 1,04 81,7 121,4 0,75 0,8 48,2 87,6 0,99 1,06 109,9 136,2 0,65 0,68 T4_Di-L L60x6 110,4 68,3 1,0 0,98 133 98,9 0,76 0,73 111,3 69,2 1,01 0,97 143,3 113,3 0,65 0,62 T4_Ds-L L60x6 110,2 100,3 1,0 0,98 132,2 123,2 0,76 0,75 109,7 100,5 1,0 0,98 142,4 135,2 0,62 0,61 T3_M L120x12 496 596,8 1,14 1,11 561,1 602,4 1,08 1,05 494,9 599,4 1,11 1,08 574,9 605,4 1,04 1,01 T2_M L120x10 411,5 460,8 1,06 0,93 468,7 478 0,92 0,82 410,7 472,7 0,97 0,85 480,7 490 0,84 0,73 T1_M L90x8 225,1 187,6 1,12 0,91 268,1 232,8 1,05 0,71 224,5 214,8 1,17 0,79 277,1 253 0,91 0,62 Util. max. N2 [%] 106,3 89,9 107,3 91,5 Locație Diagonală laterală T4 Montant T5 Diagonală laterală T4 Îmbinare tronsoane T5-T4 Util. max. A1 [%] 102,8 75,3 102,5 75,6 Locație Diagonală laterală T4 Diagonală laterală T4 Diagonală laterală T4 Montant T3 Tabelul 6-3 Rezultatele analizelor elastice pentru ICn 110213 cu Hstâlp=28.7 m Model articulată Model semirigid Diag. art., mont. continuu Model complet continuu Poziție Descriere model Profil Axă puter. NBRd [kN] Axă slabă ky Coef. încastrare kz Axă puter. NBRd [kN] Axă slabă ky Coef. încastrare kz Axă puter. NBRd [kN] Axă slabă ky Coef. încastrare kz Axă puter. NBRd [kN] Axă slabă ky Coef. încastrare kz T5-M L140x12 683,3 625 0,91 0,91 701,7 623,2 0,92 0,92 674,7 624,8 0,91 0,91 724 665,9 0,75 0,75 T5-Di-F L70x6 80,4 57,3 1,01 0,97 97,6 88,7 0,76 0,73 75 57,5 1,02 0,97 128,3 110,8 0,66 0,61 T5-Ds-F L70x6 72,4 84 1,03 0,96 88 125 0,73 0,81 69 94 0,95 1,04 121,8 136 0,65 0,69 T5-Di-L L60x6 28,2 53,6 0,86 1,6 28 29,5 2,88 0,66 32,8 22 1,42 0,88 103,5 96,5 0,97

0,56 T5-Ds-L L60x6 26,3 83 0,86 1,53 52 35,9 4,97 0,67 56 20 4,97 0,67 111 52 1,18 0,55 T4-M L120x12 586,4 554,7 0,91 0,91 600,7 563,1 0,86 0,86 578,6 573,4 0,8 0,8 618,9 577,4 0,78 0,78 T4-Di-F L70x6 87,5 87,2 0,99 1,04 110,5 121,6 0,75 0,8 83,9 87,9 0,98 1,06 127 134,3 0,66 0,68 T4-Di-L L60x6 58,6 49,6 1,2 0,9 102,2 105,8 0,93 0,74 94,5 77,9 1,34 0,89 134,5 119,2 0,89 0,58 T4-Ds-L L60x6 56,8 79,8 1,19 0,91 104,3 102,1 1,01 0,7 73,1 84,6 1,14 0,92 122,1 126,8 0,71 0,57 T3-M L120x12 584,9 555,9 1,64 0,59 600 576 1,42 1,05 578,8 572,2 1,11 1,43 619,2 587,9 1,26 1,24 T2-M L120x10 487,5 460,8 1,06 0,93 501,2 477 0,94 0,82 481,9 472,7 0,97 0,85 517,9 511,3 0,84 0,73 T1-M L90x8 282,2 274,1 1,12 0,91 292,3 289,1 1,1 0,75 278,1 214,7 1,17 0,79 304,2 300 0,92 0,62 Util. max N2 [%] 95,8 110,4 138,2 137,3 Locație Montant T4 Îmbinare tronsoane T5-T4 Îmbinare tronsoane T5-T4 Îmbinare tronsoane T5-T4 Util. max A1 [%] 73,3 72,9 93,5 88,1 Locație Montant T4 Îmbinare tronsoane T5-T4 Îmbinare tronsoane T5-T4 Îmbinare tronsoane T5-T4 157 Tabelul 6-4 Rezultatele analizelor elastice pentru ICn 110213 cu Hstâlp=34,7 m Poziție Profil Axă puter. NBRd [kN] Axă slabă ky Co. încastr. kz Axă puter. NBRd [kN] Axă slabă ky Co. încastr. kz Axă puter. NBRd [kN] Co. încastr. NBRd [kN] Co. încastr. Axă slabă ky kz Axă puter. Axă slabă ky kz Descriere model Model articulat Model semirigid Diag. art., montant continuu Model complet continuu T6-M L140x12 656 612 0,99 0,99 686,3 630,2 0,92 0,92 648,9 631,9 0,92 0,91 723,3 638 0,89 0,89 T6-Di-F L70x6 48,4 49,7 0,98 1 67,1 75,3 0,76 0,78 46,8 50,1 0,97 1,02 108,7 94,5 0,65 0,67 T6-Ds-F L70x6 41,1 67,7 1,03 0,96 70,8 91,7 0,83 0,74 39,8 65,4 1,05 0,95 100,2 114,3 0,69 0,65 T6-Di-L L60x6 56,2 41,7 1,06 0,96 80,2 64 0,79 0,74 59,8 42,1 1,03 0,96 117,4 126,4 0,66 0,61 T6-Di-S L60x6 54 55,8 1,02 0,96 89,3 88 0,86 0,74 68,3 64,7 1,1 0,93 125 112,1 0,71 0,58 T5_M L140x12 657 604 0,99 0,99 686 639 0,86 0,86 647,8 650,5 0,81 0,81 722,8 656,2 0,79 0,79 T5_D-F L70x6 57,9 56,4 1 0,98 81,4 79,1 0,79 0,74 57,8 51,2 1,04 0,95 115,7 108,9 0,65 0,62 T5_D-L L60x6 62,7 45,5 0,94 1,05 73,6 73 0,7 0,88 45,7 52,3 0,87 1,45 94,5 100 1,56 0,54 T4-M L120x12 560,7 540,4 0,99 0,99 584,5 564,6 0,86 0,86 551,9 573,4 0,8 0,8 615,5 577,3 0,78 0,78 T4-D-F L70x6 70,5 86,6 0,99 1,03 98,1 117,6 0,77 0,83 70,5 87,9 0,98 1,06 131,8 135 0,66 0,68 T4-Di-L L60x6 93,9 69,7 1,01 0,96 121,7 97,5 0,85 0,74 104,8 73,5 1,09 0,93 142,1 116,7 0,72 0,6 T4-Ds-L L60x6 93,3 96,8 1,01 0,97 115,8 115 0,83 0,77 96,5 95 1,03 0,95 138,7 136,2 0,64 0,59 T3-M L120x12 561,8 555,9 1,64 1,57 587 577 1,41 1,35 555,3 566 1,47 1,41 617,2 587,9 1,26 1,24 T2-M L120x10 466,6 460,8 1,06 0,93 489 479 0,93 0,81 460 472,7 0,97 0,85 516,1 511,3 0,84 0,73 T1-M L90x8 266,6 187,6 1,12 0,91 283 230 1,07 0,72 262,5 214,7 1,17 0,79 303 300 0,92 0,62 Util. max. N2 [%] 98,4 114,4 129,5 126,3 Locație Montant T5 Îmbinare tronsoane T6-T5 Îmbinare tronsoane T6-T5 Îmbinare tronsoane T5-T4 Util. max. A1 [%] 73 70,2 86,5 77,6 Locație Montant T5 Montant T5 Îmbinare tronsoane T5-T4 Îmbinare tronsoane T5-T4 158 Tabelul 6-5 Proprietăți geometrice și descrierea simbolurilor folosite în tabele Poziție Profil Lungime [mm] Număr de sprijin Lung. max liberă [mm] Aria [mm²] Material [N/mm²] Cap. întind [kN] T6-M L140x12 3027 1 1513,5 3216 235 755,76 T6-Di-F L70x6 3710 1 1855 804 235 188,94 T6-Ds-F L70x6 3649 1 1824,5 804 235 188,94 T6-Di-L L60x6 3379 1 1689,5 804 235 188,94 T6-Di-S L60x6 3379 1 1689,5 804 235 188,94 T5_M L140x12 3487 1 1743,5 3216 235 755,76 T5_D-F L70x6 3710 1 1855 804 235 188,94 T5_D-L L60x6 3379 1 1689,5 804 235 188,94 T4-M L120x12 2623 1 1311,5 2736 235 642,96 T4-D-F L70x6 3191 1 1595,5 804 235 188,94 T4-Di-L L60x6 2914 1 1457 684 235 160,74 T4-Ds-L L60x6 2135 1 1067,5 684 235 160,74 T3-M L120x12 4540 5 756 2736 235 642,96 T2-M L120x10 6508 8 723,11 2300 235 540,5 T1-M L90x8 5250 5 1040 1376 235 323,36 159 Simboluri: T M Di-F Tronson Montant Diagonală inferioară față Ds-F Diagonală superioară față Di-L Diagonală inferioară laterală Ds-L Diagonală superioară laterală 6.2.2. Analiză dinamică liniară (ADL) Normativele și normele naționale în vigoare nu specifică verificarea stâlpilor LEA la acțiunea cutremurelor, datorită faptului că încărcarea din vânt simultan cu depunerea de chiciură este mult mai frecventă și mai defavorabilă. Totuși, este vorba despre structuri cu înălțime semnificativă, greutate redusă și redundanță înaltă. În literatura de specialitate Addala [102] și Long [103] descrie o mulțime de evenimente unde s-au prăbușit stâlpi LEA sub acțiunea cutremurelor, în cele mai multe cazuri în afara Europei: ? Kobe în 1955 – Japonia ? Landers în 1992 și Northridge în 1994 – USA ? Kocaeli în 1999 - Turcia ? Wenchuan în 2008 - China O cauză comună în aceste cutremure a fost tasarea fundațiilor care a condus la înclinarea și cedarea turnurilor. În cele ce urmează se investighează metodele și obiceiurile privind analiza dinamică liniară. Pentru descrierea proprietăților dinamice, se folosesc următorii parametri: (I) frecvență naturală, (II) forma modului de vibrație și (III) coeficientul de amortizare. Aceste proprietăți sunt definite în funcție de anumite caracteristici structurale intrinseci, cum ar fi geometria, distribuția masei, rigiditatea structurală și configurația îmbinărilor. În procedura de verificare a stâlpilor LEA identificarea frecvențelor naturale fundamentale este un pas important, dar totuși de multe ori neglijat. Prin determinarea acestora, inginerul proiectant are posibilitatea de a compara frecvența încărcărilor periodice cu frecvența proprie. În cazul în care aceste două valori sunt identice, structura va rezona, ceea ce conduce la oscilații mari. Totuși, cuantificarea frecvenței încărcărilor presupune o analiză complexă de răspuns dinamic, deoarece durata, natura fluctuantă și direcția vântului sunt toți factori care afectează individual vibrațiile. Conform [40], structurile cu o frecvență naturală mai mică de 1 Hz sunt deosebit de vulnerabile la fenomenele de rezonanță. S-au comparat frecvențele naturale fundamentale de vibrație în funcție de înălțime pentru stâlpul de susținere SN110104, respectiv pentru stâlpii de întindere în colț ICn110213 și ICn220232. Aceste calcule nu iau în considerare efectele conductoarelor, fiind modele realizate numai pe un singur stâlp individual. Potrivit Pengyun [104] conductoarele au o contribuție semnificativă în masa totală reactivă în rețelele analizate (stâlpi + conductoare), atunci când se ia în considerare răspunsul perpendicular pe linie. În ceea ce privește răspunsul dinamic paralel cu linia, efectul conductoarelor este relativ mic asupra proprietăților dinamice ale turnului. Prima structură analizată este stâlpul de susținere cu circuit simplu, comparat în funcție de trei înălțimi: (I) Sn-6 cu 20,2 m, (II) Sn cu 26,2 m, (III) Sn+6 cu 32,2 m. Acest tip de stâlp fiind unul dintre cele mai zvelte, răspunsul dinamic este flexibil, numai modul 3 ajunge peste 1 Hz. Modul 1 Modul 2 Modul 3 f1=0,759 Hz f2=0,765 Hz f3=1,009 Hz Figura 6-5 Modulile de vibrații pentru Sn-6 110104 Modul 1 Modul 2 Modul 3 f1=0,759 Hz f2=0,765 Hz f3=1,009 Hz Figura 6-6 Modulile de vibrații pentru Sn 110104 161 Modul 1 Modul 2 Modul 3 f1=0,759 Hz f2=0,765 Hz f3=1,009 Hz Figura 6-7 Modulile de vibrații pentru Sn+6 110104 A doua structură studiată este stâlpul de întindere în colț ICn110213 prezentat anterior, analizat și în acest caz cu trei înălțimi diferite. Răspunsul dinamic al acestei structură este mult mai rigid, deja a doua forma rezultă în torsiunea stâlpului la 1,892 Hz. Modul 1 Modul 2 Modul 3 f1=1,463 Hz f2=1,892 Hz f3=1,969 Hz Figura 6-8 Modulile de vibrații pentru ICn-3 110213 Primul mod este

În mod general paralel cu linia, dar se poate identifica o schimbare între al doilea și al treilea mod de vibrație în 162 funcție de înălțimea stâlpului ICn-3 și ICn (Figura 6-8 și Figura 6-9/ Figura 6-10). Modul 1 Modul 2 Modul 3 $f_1=1,349$ Hz $f_2=1,817$ Hz $f_3=1,851$ Hz Figura 6-9 Modulurile de vibrații pentru ICn 110213 Modul 1 Modul 2 Modul 3 $f_1=1,187$ Hz $f_2=1,627$ Hz $f_3=1,795$ Hz Figura 6-10 Modulurile de vibrații pentru ICn+6 110213 Pentru o înțelegere mai bună al răspunsului dinamic a stâlpilor de LEA cu dimensiuni și complexitate mai mare, s-a verificat un stâlp de întindere în colț cu capacitate de 220 kV: ICn 220232. Înălțimile comparate sunt următoarele: (I) ICn-6 cu 37,2 m, (II) ICn cu 43,2 m, (III). ICn+6 cu 49,2m. Diferența majoră în configurația structurală a acestui stâlp comparat cu stâlpii din liniile de 110 kV este formarea montanților, care se realizează cu două corniere spate în spate având secțiunea în 163 formă de cruce. Această configurație asigură o capacitate mărită la forțele axiale, și este mult mai stabil din punct de vedere al flambajului. Modul 1 Modul 2 Modul 3 $f_1=0,978$ Hz $f_2=1,164$ Hz $f_3=1,238$ Hz Figura 6-11 Modulurile de vibrații pentru ICn-6 220232 În cazul stâlpului ICn 220232, modulurile de vibrații sunt identice pentru fiecare înălțime

88(Figura 6-11, Figura 6-12 și Figura 6-13):

(I) torsiune, (II) longitudinal în direcția liniei, (III) transversal, perpendicular pe linie. Contrar cu stâlpii de 110 kV, primul caz în fiecare caz este torsiunea. Comparat cu ICn110213, valorile primelor moduri sunt în fiecare caz sub 1 Hz. Modul 1 Modul 2 Modul 3 $f_1=0,921$ Hz $f_2=0,996$ Hz $f_3=1,127$ Hz Figura 6-12 Modulurile de vibrații pentru ICn 220232 Modul 1 Modul 2 Modul 3 $f_1=0,847$ Hz $f_2=0,866$ Hz $f_3=1,04$ Hz Figura 6-13 Modulurile de vibrații pentru ICn+6 220232 165 2 1.969 1.851 1.795 1.8 1.892 1.817 1.6 1.463 1.4 1.349 1.627 1.238 1.187 Frecvență [Hz] 1.2 1.127 1.009 0.957 1.164 1.04 1 0.899 0.996 0.866 0.8 0.765 0.978 0.921 0.759 0.611 0.847 0.6 0.525 0.607 0.4 0.523 Sn110-M1 Sn110-M2 Sn110-M3 0.2 ICn220-M1 ICn220-M2 ICn220-M3 ICn110-M1 ICn110-M2 ICn110-M3 0 20 25 30 35 40 45 50 Înălțime [m] Figura 6-14 Frecvența naturală fundamentală în funcție de diferite tipuri, capacități și înălțimi de stâlpi LEA

82(M1=mode 1, M2=mode 2, M3=mode 3)

Analizând graficul din Figura 6-14, se poate observa o variație largă în valorile frecvenței pentru stâlpii analizați. O tendință similară pentru fiecare structură este schimbarea frecvenței cu creșterea înălțimii. Stâlpul de susținere este cel mai flexibil, cu valoarea frecvenței în primul mod de 0.759 Hz, și numai în al treilea mod ajunge peste valoarea de 1 Hz. Totodată, stâlpul cel mai rigid este modelul ICn110213, care are o suprafață de bază apropiată de ICn 220232 (27,93 m² față de 31,74 m²), însă are o înălțime mai mică cu 11,5 m. Această diferență se manifestă într-o creștere în frecvență de cca 0,5 Hz. 6.2.3. Analiză static neliniară (ASN) Motivul principal de a selecta o analiză neliniară este de a ține cont despre deplasările mari și despre capacitatea structurii în zona postelastice. Analiza tip Pushover este folosită în mod obișnuit pentru realizarea curbelor de capacitate pentru structurile dimensionate la 166 încărcările provenite din seism. În cazul cercetării actuale, analiza neliniară a fost introdusă pentru a estima comportamentul cedărilor iminente structurilor LEA. Cu ajutorul analizei Pushover se pot identifica zonele cele mai sensibile, unde se formează mecanismele de plastifiere, pe lângă posibilitatea de a monitoriza forțele horizontale. Încărcarea structurilor se realizează progresiv prin impunerea unor deplasări asupra vârful stâlpilor, sub acțiunea cărora barele structurii vor dezvolta în mod progresiv articulații plastice, până la cedarea structurii. Rezultatul analizei este graficul denumit curba Pushover, sau curba de capacitate, care se obține prin înregistrare forțelor horizontale în fiecare pas de analiză, simultan cu deplasările aferente în punctul definit de autor. Această curbă reprezintă un răspuns propriu a structurii la încărcările horizontale. Studiile în literatura de specialitate Prasad [46] și Asgarian [105] indică superioritatea analizei static neliniare față de analiza static liniară convențională privind înțelegerea comportamentului de cedare a structurilor zăbrele spațiale, și subliniază avantajul metodei în eficiență și aplicabilitate. Recomandările principale privind analiza static neliniară și proiectarea după criteriile de performanță sunt descrise în "Pre- standard"-ul FEMA356 și ghidul de reabilitare seismică FEMA273 realizate de Agenția Federală pentru gestionarea urgențelor (Federal Emergency Management Agency). În capitolul 7.3. se vor detalia proprietățile principale ale modelelor folosite în analize Pushover pentru stâlpii LEA, în cadrul cărora s-a examinat influența diferitelor factori în modul de cedare: (I) înălțimile stâlpilor, (II) rigiditățile îmbinărilor și (III) direcțiile vântului. 6.2.4. Analiză dinamică neliniară (ADN) 6.2.4.1. Metoda de eliminare a elementului structural Tranziția de la starea nedeteriorată la stare deteriorată a structurilor prezintă o provocare dificilă, iar anticiparea capacității structurii prin intermediul calculelor analitice este un proces foarte complex [106]. Acest fenomenul este denumit colaps progresiv, și se poate simula prin îndepărtarea bruscă a unei sau mai multor elemente structurale cu ajutorul metodelor de calcul avansate (analize dinamice și statice neliniare). Îndepărtarea elementului structural ales are loc în câteva milisecunde, răspunsul structurii este o deformație dinamică. Solicitățile și deformațiile sunt cele mai mari când săgeata este maximă, însă structura nu prăbușește dacă are o ductilitate necesară să rămână în 167 domeniul elastic. În ultimul pas se definește gradul de solicitare (demand capacity ratio – DCR), care trebuie să fie peste 1 pentru a asigura redistribuirea eforturilor. Precizia rezultatelor acestor analize a ajuns la un nivel acceptabil în ultimele 2-3 decenii, datorită evoluției programelor de calcul, însă acest mod de analiză necesită efort de calcul semnificativ de mare și nu în ultimul rând abilități ingineresti avansate. Ca orice metodă de proiectare structurală, și în cazul analizei colapsului progresiv există ghid de proiectare: Unified Facilities Criteria [107], realizat de Departamentul Apărării (Department of Defense). Acest ghid conține reguli legate de încărcări, metode de analize și legate de informații despre alegerea stâlpilor și pereților eliminați. Structurile LEA nu sunt enumerate în clasele categoriilor de risc în Tabelul 2-2 din UFC, însă pentru o analiză adecvată s-au urmărit criteriile din UFC. Având în vedere studiile și informațiile răsfoite în literatura de specialitate, Powel [108] prezintă 3 metode de calcul pentru calculul solicitărilor în analiza de colaps progresiv: a) Analiză static liniară (ASL): în primul pas se elimină elementul structural din modelul neîncărcat, apoi se încarcă structura și se efectuează analiza

elastică. Pentru a asigura un comportament elastic este necesar să se aplice încărcarea gravitațională de două ori (factorul de impact) pentru simularea impactului, iar încărcările utile vor fi luate cu 0.5. DCR va fi calculat în funcție de forțele rezultate. Dezavantajul metodei constă în dificultatea alegerii corecte a factorului de impact, așadar este posibil o abordare prea conservativă. Această metodă s-a aplicat pe stâlpii prezentat anterior, prin eliminarea unui segment din montantul L140x12 din tronsonul inferior, respectiv prin îndepărtarea unui segment al diagonalei principale L70x6. Factorul de impact nu a fost luat în considerare deoarece încărcările gravitaționale sunt nesemnificative comparativ cu încărcările utile. Forțele normale și procentul de solicitare structurală pot fi observate în Figura 6-15, structura fiind adecvată și după eliminarea barelor. 168 (a) Stâlp complet (b) Montant eliminat (c) Diagonală eliminată Figura 6-15 Diagrama forțelor axiale din analiza elastică pentru stâlpi cu bare eliminate (a) Stâlp complet (b) Montant eliminat (c) Diagonală eliminată Figura 6-16 Procentele de solicitare structurală din analiza elastică pentru stâlpii cu bare eliminate (b) Analiză static neliniară (ASN): se procedează asemănător ca și în punctul anterior, cu diferența că, este necesară specificarea 169 limitelor de rotire în efectuarea analizei neliniare. În determinarea valorii CDR, forța de limită nu se poate lua ca și valoarea primei articulații plastice, ci forța articulației plastice la prăbușirea structurii. c) Analiză dinamică neliniară (ADN): se încarcă structura cu încărcări gravitaționale, se îndepărtează elementul structural, apoi se rulează analiza dinamică neliniară, pașii având unitatea de măsură în secunde. Acești pași trebuie să fie suficient de lungi pentru surprinderea deformațiilor și solicitărilor maxime. Avantajul metodei este că nu durează mai mult decât analiza static neliniară, însă oferă simularea cea mai precisă și reală a comportamentului. În metodologia creată de autor s-a folosit metoda alternativă (AP) [109] [110], cu diferența că, de fapt, nu s-a ales un element oarecare, ci prima bară în care s-a format articulația plastică din mecanismul de cedare globală. Poziția acestei bare s-a determinat în analiza Pushover. Răspunsul structural în urma eliminării barei critice s-a evaluat utilizând programul comercial de calcul SAP2000, versiunea 21.0.2. [98]. O altă posibilitate ar fi programul de calcul Extreme Loading Structures (ELS) folosit în studiul [109], care prezintă avantaje semnificative în procedura de modelare a încărcărilor accidentale și a colapsului progresiv. Acest program însă nu este atât de frecvent utilizat ca și SAP2000, ceea ce înseamnă că solicitarea și stăpânirea programului este o procedură mult mai dificilă și de lungă durată. 6.2.4.2. Fenomenul de balansare

19 Trebuie avut în vedere și fenomenul de balansare (galloping) a

conductorilor când se discută despre cercetările din domeniul de analiză dinamică neliniară. Fenomenul este des întâlnit și în România, în special în partea de sud-est a țării. Balansarea este o mișcare având vibrații de joasă frecvență (0,1- 3 Hz) și amplitudine mare (20-300 x diametrul conductorului), care apare din cauza acțiunii vântului pe conductoarele acoperite cu chiciură. Din efectul combinat al creșterii secțiunii conductorului cu stratul de chiciură respectiv din cauza fluxului de aer constant se produc forțe aerodinamice care generează oscilația conductorilor. De regulă, vântul are un unghi mai mare de 45° pe linia rețelei. Amplitudinile rezultate pot induce ciocnirea conductorilor care pot crea întreruperi grave în alimentarea electrică, sau pot conduce la deteriorarea componentelor rețelei: ruperea izolatoarelor sau în cazuri severe cedarea stâlpilor. 170 În literatura de specialitate acest fenomen este studiat începând din anii 1930 [111], însă se poate afirma că studiile s-au făcut într-un număr mai scăzut datorită complexității subiectului, comparat cu celelalte aspecte studiate ale liniilor electrice de transmisie. Metodele de calcul includ descrierea modelelor liniilor electrice

106 cu un singur grad de libertate, cu două grade de libertate (mișcare verticală + torsiune) și cu trei grade de libertate

(mișcare verticală + transversală + torsiune). În ultimul caz, trebuie considerată neliniaritatea geometrică cauzată de deformarea și neliniaritatea aerodinamică cauzată de fluxul de aer [112]. (a) formă de D (b) formă de U (c) formă aerofoil Figura 6-17 Tipurile de depunere de chiciură pe conductoare, studiat de [7] Totuși, după rezumarea cercetărilor realizate până momentul de față, Xu [113] subliniază că studiile privind factorii care influențează balansarea conductorilor nu sunt suficient de precise și evidente, datorită numărului mare de factori de influență. Pe baza măsurătorilor pe teren, condițiile privind viteza vântului cele mai frecvent întâlnite în timpul balansării sunt următoarele: ? sistem stabil în echilibru sub viteza de 11 m/s, balansarea începe peste 11,46 m/s cu creșterea amplitudinii până 12,3 m/s, peste această viteză soluția periodică pierde stabilitatea [112]; ? balansare la viteză de 8,9 m/s [114]; ? balansare la viteză de 15 m/s, depunerea chiciurii de 6 mm [115]. 171 (a) Amortizor Stockbridge [116] (b) amortizor tip pendul [117] (c) TDD [7k] Figura 6-18 Sisteme de prevenire a fenomenului de balansare În Figura 6-18 sunt prezentate fotografic sistemele de prevenire a fenomenului de balansare, care sunt folosite pentru înlăturarea vibrațiilor. Clasificarea lor se face în funcție de numărul conductorilor: ? un singur conductor: o armătură antivibratoare: realizate din contragreuță și cleme, produc oscilații decalate față de prima oscilație, astfel având un efect diminuant (Figura 6-18, a). Modelul cel mai frecvent folosit este denumit Stockbridge vibration damper [116]; ? conductoare fasciculare sau separate (tensiuni ≥ 400 kV): o amortizor de oscilații tip pendul: un detaliu eficient și simplu (Figura 6-18 b), dar cu efect moderat din cauza configurației rigide, care nu limitează rotirea [117]; o

25 TDD (Torsional Damper and Detuner, amortizor și deformatoare al oscilațiilor de rotire)

soluția din Figura 6-18 c s-a dezvoltat într-o colaborare dintre cercetători din Rusia, Belgia și România [118]: combină proprietățile de amortizare de torsiune cu deformarea oscilațiilor de rotire, astfel evitând transferul

de energie de la torsiune la mișcarea verticală. Datorită acestor factori, crește viteza limitei critice a vântului. În această cercetare efectele fenomenului de balansare nu sunt studiate mai amănunțit, deoarece coroziunea, semirigiditatea și colapsul sunt considerate ca și probleme mai actuale și importante.

6.3. Analiză globală statică neliniară tip Pushover 6.3.1. Descrierea modelului Pentru realizarea calculului Pushover s-a folosit programul comercial SAP 2000 [98], versiunea 21.01, folosind conceptul articulațiilor plastice. Deoarece programul nu include opțiuni speciale de 172 modelare privind simularea comportamentului ciclic pentru barele comprimate, s-au folosit rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj prezentat anterior. Ceea ce privește modelarea barelor, s-au folosit elemente tip beam/column, iar pentru proprietățile materialelor s-a optat la materialul testat din stâlp A, prezentat în capitolul 6.2. O diferență importantă s-a constatat în modelarea rigidităților îmbinărilor. Spre deosebire de metodele uzuale simplificate, unde fiecare bară este considerată cu capete articulate [40], sau rigide [119], aici s-a optat la calculul realizat cu metoda CBFEM în Idea StatiCa, prezentat în capitolul 3.7. Aceste semirigidități s-au folosit ca și relaxări în direcția puternică (yy) și slabă (zz). Modelul s-a încărcat cu încărcări centrice conform NTE 0030400, ținând cont de greutatea conductoarelor, a depunerii chiciurii, de presiunea vântului pe conductoare și pe stâlp, respectiv de tracțiunea unitară din conductoare. Un aspect important este definirea vântului pe structura stâlpului: încărcările trebuie aplicate distribuit în puncte în nodurile structurii, altfel o definiție liniară distribuită provoacă eroare de instabilitate în model. Ținând cont de faptul că programul nu specifică setări automate pentru articulații plastice pentru profile tip cornier (contrar cu alte Europrofile sau secțiuni din beton), s-a optat la articulații plastice axiale cu control de deplasare, specificate de autor în felul următor: ? pentru îmbinări: s-au calculat forțele critice axiale de întindere și de compresie în Idea Statica, aceste articulații s-au poziționat la o distanță de 0,05L bară de la capetele barelor ? pentru bare: în funcție de fiecare tronson și profil cornier s-a specificat forța critică de compresie la flambaj în funcție de Tabelul 6-2, 6-3, 6-4 și 6-5 prezentat în Capitolul 6.2.1., iar pentru capacitatea la întindere s-a folosit relația de bază Aprofil*fy. Articulațiile plastice s-au distribuit la 0,1, 0,3, 0,5, 0,7, 0,9 din lungimea barei. Aceste articulații s-au aplicat numai la montanți și diagonale principale, neglijând elementele secundare redundante. ? criteriile de acceptare s-au realizat conform FEMA365, și sunt prezentate împreună cu setările articulațiilor plastice în

88 Figura 6-19 și Figura 6-20. 173 Figura 6-

19 Setările articulației plastice axiale pentru profil L60x6 în SAP2000 Figura 6-20 Relații generalizate de forță deplasare pentru descrierea criteriilor de acceptare din FEMA 365 Simbolurile din Figura 6-20 Figura 6-20 ajută în cuantificarea analizei bazată pe performanță, au caracter informativ care nu influențează comportamentul structurii, și au următoarele înțelesuri: ? A – Component neîncărcat; ? B – Curgere efectivă; ? I.O. - Ocupare imediată; ? L.S. - Siguranța vieții; ? C.P. - Prevenirea colapsului; ? C – Capacitatea ultimă a analizei de Pushover; ? D – Capacitatea reziduală a analizei Pushover; ? E – Cedare totală. S-a aplicat o deplasare orizontală de 3 m în vârful stâlpului, iar la setarea controlului de deplasare s-a optat la metoda conjugată. Această 174 metodă ajută când programul întâmpină probleme la convergență, prin aplicarea mediei ponderate a tuturor deplasărilor. În primul pas se rulează o analiză neliniară simplă cu încărcări gravitaționale – greutatea proprie a structurii și a conductoarelor, apoi continuând din starea finală a acestei analize, se pornește analiza Pushover cu deplasare controlată, unde încărcările orizontale sunt aplicate incremental pe structură, până la atingerea capacității maxime a stâlpului (sau limita de deplasare setată). De asemenea, o altă opțiune semnificativă este toleranța relativă a unui eveniment (event lumping tolerance - o sensibilitate numerică de convergență, care este responsabilă ca soluția să se îndepărteze cât mai mult de la soluția reală), care se ajustează între valoarea de 0,01 și 0,0001 în funcție de complexitatea modelelor. Lângă acesta, în analiza Pushover s-au considerat și deplasările mari. 6.3.2. Compararea rezultatelor analizei de sensibilitate la flambaj cu metoda Pushover Cu scopul de a valida metoda Pushover, în primul pas rezultatele modelului standard (ICn 110213, H=28,7 m având îmbinări semirigide) se compară cu rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj, apoi se prezintă rezultatele modelelor cu înălțimi diferite de ICn-3 și ICn+6. Figura 6-21 însumează curbele de capacitate pentru montanții stâlpului în urma analizei Pushover, reprezentând încărcările axiale normalizate (P/Pcr) în raport cu procentajul de drift al stâlpului (deformație / înălțime totală x 100). Sunt ilustrați montanții comprimați și întinși, pentru o înțelegere mai bună a comportării stâlpului. 175 Figura 6-21 Curbe de capacitate pentru montanți ICn 110213 176 Diagonală L70x6 Tronson 4 Diagonală L70x6 Tronson 5 Figura 6-22 Curbe de capacitate pentru diagonalele comprimate din față ICn 110213 Diagonală L60x6 Tronson 4 Diagonală L60x6 Tronson 5 Figura 6-23 Curbe de capacitate pentru diagonalele comprimate laterale L60x6 ICn 110213 177 Rezultatele arată o distribuție cu tendință de scădere a deformațiilor plastice pe înălțimea stâlpului: montantul inferior din tronsonul T5 trecând primul peste limita normalizată de 1 a forței critice la un drift de 0,93 %, urmat de montantul din tronsonul 4, la un drift de 1,09 %. Acest comportament justifică rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj, în care montantul din tronsonul T5 a avut valoarea cea mai mică de $\alpha_{cr} = 3,34$, urmărind de montantul din tronsonul T4 cu $\alpha_{cr} = 4,08$, așa cum se poate observa în Figura 6-21. Se constată o rezervă de capacitate în montanții superiori ai stâlpului, unde capacitatea axială a profilelor rămâne sub valoarea normalizată de 1 pe tot parcursul procesului de cedare. Se observă o diferență semnificativă de 15-20% între diagramele albastre și portocalii din Figura 6-21 pentru valorile forței de comprimare și de întindere în montanții stâlpului. Partea întinsă nu depășește limita de curgere nici la capacitatea limită a stâlpului. Acest fenomen indică faptul că cedarea stâlpilor LEA are loc în partea comprimată a structurii, însă ordinea de cedare a îmbinărilor, montanților și diagonalelor principale fiind necunoscută. La această întrebare se va răspunde în subcapitolul următor prin compararea capacităților îmbinărilor și barelor. S-au calculat și pentru diagonalele principale din tronsonul 4, 5 curbele de capacitate. Diagonalele fiind dispuse simetric în formă de X, au un comportament simetric (comprimat și întins), însă cele întinse au o solicitare structurală nesemnificativă. În Figura 6-22 și Figura 6-23 sunt prezentate pe un principiu similar încărcările axiale normalizate în funcție de drift, diferențiat pentru diagonalele inferioare și superioare. Capacitatea elementelor secundare redundante în colapsul structurii s-a neglijat, asemănător cu Rao [46]. Aceste bare

au rolul de a reduce lungimea de flambaj a elementelor structurale principale, în analizele elastice solicitarea lor este aproape zero, dimensionarea lor nefiind posibilă pe această cale. Însă, [39] specifică ca și criteriul de dimensionare o valoare de 1,3 % din forța axială a elementului principal de care este prins, respectiv zveltețea trebuie limitată la 250-330. Rezultatele confirmă faptul că diagonalele nu participă în disiparea energiei, deci rolul lor este nesemnificativ comparat cu montanții. Această concluzie este în bună corespondență cu rezultatele [35]. Însă, [46] subliniază importanța configurației în 'K' sau 'X' a sistemului de rigidizare tip sold a diagonalelor (hip bracing), în cazul contrar cedarea poate să aibă loc prematur în diagonalele respective. 178 În următoarele se prezintă rezultatele centralizate pentru stâlpii 3 și ICn+6. Montant L90x8 – Tronson 1 ICn- Montant L120x10 – Tronson 2 Montant L120x12 – Tronson 3 Diagonală față L70x6 – Tronson 4 Montant L120x12 – Tronson 4 Diagonală laterală L70x6 – Tronson 4 179 Montant L140x12 – Tronson 5a Diagonală din față și laterală – Tronson 5a Figura 6-24 Curbe de capacitate pentru montanți și diagonale din ICn-3 110213 Montant L90x8 – Tronson 1 Montant L120x12 – Tronson 3 Montant L140x12 – Tronson 5 Montant L120x10 – Tronson 2 Montant L120x12 – Tronson 4 180 Montant L140x12 – Tronson 6 Figura 6-25 Curbe de capacitate pentru montanți ICn+6 110213 Diagonală din față L70x7 și laterală L60x6 Tronson 4 Diagonală din față L70x7 și laterală L60x6 Tronson 5 Diagonală din față L70x7 și laterală L60x6 Tronson 6 181 Poziționare diagonale din față L70x7 Poziționare diagonale laterale L60x6 Figura 6-26 Curbe de capacitate pentru diagonalele comprimate ICn+6 110213 Analizând diagramele curbelor de capacitate din

150 **Figura 6-24 Figura 6-25 și Figura 6-26**

pentru stâlpii ICn-3 și ICn+6, se poate concluziona următoarele: ? primele elemente care ating capacitățile limită în cazul structurii ICn-3 sunt diagonala laterală L60x6 din Tronsonul 4 și montantul L120x12 din Tronsonul 3 la un drift de 0,79%, iar al doilea este montantul L140x12 din Tronsonul 5a la un drift de 1,56%. Aceste valori sunt într-o bună corespondență cu rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj, unde valoarea cea mai mică de acriș aparține diagonalei laterale L70x6 cu 2,37, respectiv valoarea aferentă a montanților a fost de acriș.L120x12=5,05 și acriș.L140x12=4,25 pentru montanți. Trebuie menținută configurația diferită a diagonalelor principale din Tronsonului T5a, asta fiind realizată în formă de K în loc de forma de X. ? în ceea ce privește stâlpii ICn+6, comportamentul este identic cu ICn, unde s-a constatat solicitarea dominantă a montanților inferiori. Prima depășire a limitei de 1 se produce pentru montantul L140x12 din Tronsonul 6, la 0,85% drift, urmărind de L120x12 din Tronsonul 5 cu 0,87%. Ambele bare au valoarea minimă din analiza de flambaj cu acriș=3,30. Asemănarea dintre analize se poate observa și în cazul diagonalelor, unde doar diagonala laterală L60x6 din Tronsonul 4 participă la deformația plastică la un drift de 1,68%, având acriș=4,21. În finalul discuțiilor rezultatelor, putem spune că modelele realizate pentru analiza Pushover prezintă rezultate corespunzătoare și credibile, fiind într-o bună concordanță cu rezultatele analizelor elastice. 182 Concluziile structurale principale se constată de montanți, iar diagonalele principale în forma de K sunt mai sensibile la solicitări decât cele în formă de X. 6.3.3. Ordinea de cedare – Îmbinări vs. bare În vederea investigării modurilor de cedare a stâlpilor LEA, autorul s-a realizat mai multe tipuri de analize, primul fiind studiul ordinii de cedare a îmbinărilor și barelor. Aspectul complexității în investigarea cedării structurilor LEA este subliniat în studiul realizat de Cigré [67] despre cedarea în cascadă a structurilor LEA. În cadrul studiului autorii au centralizat informații relevante despre cedările structurilor LEA la nivel mondial în ultimii 15 ani, și au demonstrat importanța colectării informațiilor despre rețelele cedate în urma evenimentului climatic major, după cum urmează: ? videoclipuri aeriene la fața locului, permițând evaluarea originii cedării și distincției modurilor de cedări; ? fotografiile pe teren despre aspectele locale ale stâlpilor cedate; ? date meteorologice pentru înțelegerea tipului, originea și direcția furtunii respectiv despre intensitatea vitezei vântului. Totuși, în cazul favorabil în care sunt disponibile aceste informații despre rețea și stâlpi individuali, starea structurii este atât de deformată, încât identificarea elementului critic este imposibilă. De cele mai multe ori se constată îmbinări rupte și despărțite pe partea întinsă a stâlpului, iar pe partea comprimată barele sunt complet îndoite și suprapuse una peste cealaltă. Tocmai datorită acestei stări dificil interpretabile s-a impus verificarea îmbinărilor și barelor cu privire la ordinea cronologică a cedărilor, astfel fiind posibilă excluderea componentei care nu influențează colapsul stâlpului. Pe lângă rezultatele analizelor pe îmbinările principale prezentate în capitolul 3, s-au făcut calcule analitice manuale pentru aflarea capacității maxime a îmbinărilor planare simple, cum ar fi diagonalele principale cu guseuri și șuruburi. Aceste calcule verifică sudurile și presiunea pe gaură a șuruburilor, sunt prezentate în Anexa. 183 (a) îmbinări (b) bare Figura 6-27 Articulațiile plastice în SAP2000 pentru stâlp ICn110213 Figura 6-27 ilustrează schematic modelele 3D din programul SAP în funcție de poziția articulațiilor plastice. Figura 6-27 a prezintă articulațiile plastice pentru îmbinări, localizate la capetele barelor la o distanță de 0,05 și 0,95 din Lbară, iar în Figura 6-27 b se pot observa articulațiile plastice aplicate pe bare, localizate la distanțe de 0,1, 0,3, 0,5, 0,7 și 0,9 din Lbară. Luând în considerare că în majoritatea cazurilor schimbarea dimensiunii cornierelor se realizează la nivelul îmbinărilor, atribuirea articulațiilor plastice s-a făcut ținând cont de capacitatea maximă diferită a cornierelor superioare și inferioare. În cazul îmbinării dintre tronsonul V și IV s-au atribuit două articulații plastice individuale: ? pentru cornierul inferior L140x12 din îmbinare s-au considerat capacități maxime de Nîntindere.max=630 kN și Ncompresie.max=750 kN; ? pentru cornierul superior L120x12 Nîntindere.max=545 kN și Ncompresie.max=645 kN. S-au folosit îmbinări semirigide cu privire la rigiditatea capetelor barelor, iar încărcările s-au aplicat în funcție de NTE, combinația N2. Materialul utilizat este prezentat grafic în Figura 6-28. 184 Figura 6-28 Setarea materialului testat în analiza Pushover Rezultatele analizei Pushover sunt ilustrate grafic în Figura 6-29, respectiv în formă de tabel în Tabelul 6-6, separat pentru capacitatea îmbinărilor și barelor. Trebuie menționat că din cauza proprietăților articulațiilor plastice, punctul CP este de fapt identic cu punctul C, astfel acest punct prezintă capacitatea ultimă a analizei Pushover. Capacitatea îmbinărilor Capacitatea barelor 450 FORȚA TĂIETOARE DE BAZĂ [KN] 400 400.131 kN 350 361.917 kN 300 250 200 150 100 50 0 0 200 400 600 800 1000 1200 1400 1600 1800 DEPLASARE [MM] Figura 6-29 Diagrama Pushover pentru stâlp ICn 110213 în funcție de capacitățile îmbinărilor și a barelor Tabela 6-6 Capacitatea îmbinărilor și barelor din analiza Pushover Criterii de

Capacitatea îmbinărilor Capacitatea barelor performanță Tbază [kN] Drift [%] Tbază [kN] Drift [%] B1 320,6 0,96 276,2 0,82 IO2 338,6 1,21 300,9 1,70 185 LS3 387,3 3,11 350,6 5,00 CP4 (C) 400,1 3,70 366,0 5,55 Element critic Îmbinare întinsă între T4 și T3, L120x12 sup. Montant comprimat inferior L140x12 în T5 1 - Curgere efectivă, 2- Ocupare imediată, 3 - Siguranța vieții, 4 - Prevenirea colapsului (capacitate ultimă de colaps) Se poate observa în Tabelul 6-6 că capacitatea maximă a structurii cu articulații plastice pentru îmbinări este de 9.31% mai mare decât cel în cazul articulațiilor plastice pentru montanți și diagonale. De asemenea, deformația stâlpului este semnificativ mai mică dacă numai degradarea îmbinărilor este luată în considerare. (a) B-curgere (b) IO (c) LS (d) CP - colaps Figura 6-30 Evoluția articulațiilor plastice pentru îmbinările structurii 186 (a) B-curgere (b) IO (c) LS (d) CP - colaps Figura 6-31 Evoluția articulațiilor plastice pentru barele structurii Se pot observa în Figura 6-30 și Figura 6-31 procesele de cedare a stâlpilor în funcție de diferitele criterii de performanță, estimate cu analiza Pushover. S-a adoptat o scară de deformație de 3 pentru ambele figuri. Analizând evoluția articulațiilor plastice în cazul modelului cu îmbinări, se constată o tendință constantă privind formarea noilor articulații în zonele critice, acestea fiind localizate între tronsoanele T4 și T3. Spre deosebire, procesul de formare a articulațiilor plastice pentru barele comprimate se răspândește într-un mod mai distribuit, astfel fiind implicate mai multe bare în disiparea energiei. În prima etapă articulațiile se formează pe lungimea totală a montanților tronsonului T3, iar în starea finală articulațiile pot fi observate în partea inferioară a montantului respectiv în diagonalele laterale din tronsonul T5. Cedarea se constată în segmentul inferior din montantul L140x12 din T5. Pe baza acestor observații se poate concluziona faptul că îmbinările au o capacitate superioară comparativ cu barele, astfel cedarea o să aibă loc în barele principale comprimate, nu în îmbinări. 6.3.4. Influența rigidității îmbinărilor, înălțimii stâlpului și direcției vântului asupra capacității stâlpilor LEA 6.3.4.1. Influența rigidității în analiza Pushover În acest capitol este prezentată influența diferitelor rigidități asupra capacității maxime a stâlpilor. În literatura de specialitate, 187 vorbind special despre analizele neliniare [35], [46], [105], [119], [39], [67], [120]–[123] acest aspect este discutat de obicei unilateral în cadrul fiecărui articol, însă se pot identifica mai multe versiuni în diferite articole privind definiția îmbinărilor, cum ar veni: (I) articulații perfecte pentru fiecare bară, (II) montanți total rigizi cu diagonale articulate în cazul prinderilor cu un singur șurub sau diagonale rigide în cazul prinderilor cu mai multe șuruburi, sau (III) montanți rigizi cu diagonale semi-rigide. Totodată, în aceste cazuri rare când s-a ținut cont de semi- rigiditățile îmbinărilor, acestea s-au calculat cu ajutorul unor metode complexe, realizate prin intermediul codurilor scrise în Opensees, proces care necesită cunoștințe avansate de programare. Rezultatele acestor analize sunt de încredere, însă trebuie subliniat faptul că folosirea metodelor cu programare în Opensees nu face parte din arsenalul inginerilor proiectanți. Configurația modelelor SAP s-a realizat în mod asemănător ca și în capitolul anterior, folosind combinația N2:

1 Vânt perpendicular pe linie, simultan cu depunere de chiciură.

Pe de altă parte, în calculul capacităților articulațiilor plastice s-au aplicat rezultatele prezentate în subcapitolul 7.2.1. Aceste rezistențe s-au clasificat urmărind cele 4 modele cu diferite rigidități pentru îmbinările stâlpilor LEA: ? Model articulat - M1; ? Model semirigid - M2; ? Diagonale articulate și montanți continui - M3; ? Model cu bare complet rigide - M4. Ultimul model are un caracter informativ, luând în considerare faptul că în practică nu se folosește acest aspect în dimensionarea stâlpilor LEA. Este menit să evidențieze diferența în comportamentul structural global al stâlpilor comparativ cu celelalte versiuni. Cu scopul de a evidenția influența celor 4 tipuri de rigidități în capacitatea ultimă a stâlpilor, în continuare sunt prezentate rezultatele analizelor Pushover în formă de scheme de cedare, diagrame și tabele, separat pentru fiecare înălțime de stâlp. S-au inclus rezultatele analizelor elastice în curbele Pushover, pentru a dovedi corectitudinea analizei. În procesul de comparare a rezultatelor modelul articulat va fi considerat ca și model de bază, deoarece acesta corespunde celor mai simple cerințe și este cel mai frecvent utilizat în practică [40]. Lângă acestea, s-au introdus doi parametri principali pentru însumarea rezultatelor Pushover, care evidențiază caracteristicile inelastice ale stâlpilor E.T. Hernández [34]: ? capacitatea de ductilitate CAD: $188 \text{ drift? CAD} = \text{drift?} (6-1)$ În care: driftul ultim de cedare, calculat în % driftul stâlpului în momentul curgerii, în %; ? supra-rezistență SAR: $T\text{???}ä.??? SAR = T\text{???}ä.????? (6-2)$ În care: Tbază.calcul forță tăietoare de bază de calcul la încărcările de proiectare în kN Tbază.fin forța tăietoare de bază finală pentru colaps în kN Figura 6-32 explică grafic calculul și alcătuirea parametrilor inelastice CAD și SAR. Figura 6-32 Parametri de inelasticitate CAD=drifty/driftu și SAR=Vbază.final/Vbază.calcul Rezultatele analizelor numerice sunt după cum urmează: ? ICn-3 110213, H=25,7 m 189

57(a) M1 (b) M2 (c) M3 (d) M4

Figura 6-33 Procesul de cedare și formarea articulațiilor plastice critice ale stâlpului ICn-3 110213 în funcție de rigiditatea îmbinării 400 FORȚA TĂIETOARE DE BAZĂ [KN] 350 300 250 200 150 100 50 0 Articulat Semirigid Diag. art. mont. cont. Series4 Elastic 0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 DEPLASARE [MM] Figura 6-34 Curbe Pushover pentru ICn-3 110213 H=25.7 m în funcție de rigiditatea îmbinărilor 190 Tabelul 6-7 Capacitatea critică în funcție de rigiditatea îmbinărilor pentru ICn-3 110213 Criterii de Model articulat M1 Model semirigid M2 Dia. artic. și mont. con. M3 Model continuu M4 perfor- manță Tbază.fin [kN] Drift [%] Tbază.fin [kN] Drift [%] Tbază.fin [kN] Drift [%] Tbază.fin [kN] Drift [%] B1 252,1 0,71 271,5 0,76 226,5 0,64 288,4 0,80 IO2 267,5 0,99 296,1 1,11 267,6 1,01 313,0 1,21 LS3 291,6 2,27 331,1 3,11 289,6 2,37 358,1 3,22 CP4 (C) 295,5 2,53 339,1 3,81 291,6 2,64 365,0 3,70 Element critic Diagonală lat. inf. din T4 Diagonală lat. inf. din T4 Diagonală lat. inf. din T4 Diagonală lat. inf. din T4 CAD 3,58 5,02 4,12 4,62 SAR 1,50 1,72 1,48 1,86 1 - Curgere efectivă, 2- Ocupare imediată, 3 - Siguranța vieții, 4 - Prevenirea colapsului (capacitate ultimă de colaps) Analizând graficele și tabelul pentru stâlpul ICn-3, se poate spune că influența diferitelor rigidități în capacitatea ultimă a stâlpului este semnificativă, diferența între valorile extreme fiind de 34.3%. Modelele M1 și M2 prezintă capacitățile și deformațiile cele mai conservative, iar M3 ocupă o poziție mediană atât în capacitate ultimă, cât și în deformație. Comparând

evoluția articulațiilor plastice, se poate observa o tendință asemănătoare între M1, M2 și M3, unde se formează articulația critică în diagonala inferioară laterală din T4. Spre deosebire, în M4 deformațiile critice se cumulează în montanții din zona de legătură a tronsoanelor T3 și T4. Aceasta se poate explica cu rigiditatea suplimentară a diagonalelor principale în formă de K și X. ? ICn 110213, H=28,7 m 191

57(a) M1 (b) M2 (c) M3 (d) M4

Figura 6-35 Procesul de cedare și formarea articulațiilor plastice critice ale stâlpului ICn 110213 în funcție de rigiditatea îmbinării 400 Articulat Semirigid Diag. art. mont. cont. Continuu Elastic FORȚĂ TĂIETOARE DE BAZĂ [kN] 350 300 250 200 150 100 50 0 0 200 400 600 800 1000 1200 1400 1600 1800 DEPLASARE [MM] Figura 6-36 Curbe Pushover pentru ICn 110213 H=28,7 m în funcție de rigiditatea îmbinărilor 192 Tabelul 6-8 Capacitatea critică în funcție de rigiditatea îmbinărilor pentru ICn 110213 Criterii de Model articulat M1 Model semirigid M2 Dia. artic. și mont. con. M3 Model continuu M4 perfor- manță Tbază.fin [kN] Drift [%] Tbază.fin [kN] Drift [%] Tbază.fin [kN] Drift [%] Tbază.fin [kN] Drift [%] B1 266,3 0,81 276,2 0,82 280,9 0,69 287,7 0,86 IO2 282,3 1,80 300,9 1,70 297,9 0,92 313,8 1,51 LS3 295,6 5,26 350,6 5,00 319,8 1,81 355,5 4,12 CP4 (C) 298,8 6,21 362,3 5,56 326,4 2,15 361,4 4,50 Element critic Montant din T5 Montant din T5 Diagonală lat. sup. din T5 Diagonală lat. sup. din T5 CAD 7,72 6,72 3,13 5,24 SAR 1,50 1,78 1,64 1,81 1 - Curgere efectivă, 2- Ocupare imediată, 3 - Siguranța vieții, 4 - Prevenirea colapsului (capacitate ultimă de colaps) În cazul stâlpului cu înălțime de 28,7 m, din nou se observă comportamentul cel mai conservativ pentru M1, numai că în acest caz cedarea se constată după o deformație de 1,8 m. Spre deosebire, curba M3 urmează curba M4, și cedează la o forță cu 10 % mai mică. Pentru M2, comportamentul este unul ductil, având capacitatea critică maximă. Articulațiile plastice se formează similar în cazul modelelor M1 și M2 în montanții inferiori, în timp ce pentru M3 și M4 se produc în diagonalele laterale superioare. ? ICn+6 110213, H=34,7 m

57(a) M1 (b) M2 (c) M3 (d) M4

Figura 6-37 Procesul de cedare și formarea articulațiilor plastice critice ale stâlpului ICn+6 110213 în funcție de rigiditatea îmbinării 193 Articulat Semirigid Diag. art. mont. cont. Continuu Elastic 400 FORȚĂ TĂIETOARE DE BAZĂ [kN] 350 300 250 200 150 100 50 0 0 200 400 600 800 1000 1200 1400 1600 1800 2000 DEPLASARE [MM] Figura 6-38 Curbe Pushover pentru ICn+6 110213 H=34,7 m în funcție de rigiditatea îmbinărilor Tabelul 6-9 Capacitatea critică în funcție de rigiditatea îmbinărilor pentru ICn+6 110213 Criterii de perfor- manță B1 IO2 LS3 CP4 (C) Element critic Tbază.fin [kN] 269,1 282,6 312,8 320,4 Montant din T6 Model articulat M1 Drift [%] 0,81 1,55 3,81 4,68 Tbază.fin [kN] 287,0 305,9 353,6 363,4 Model semirigid M2 Montant din T6 Drift [%] 0,85 1,55 4,71 5,52 Tbază.fin [kN] 285,1 303,1 345,6 351,0 Dia. artic. și mont. con. M3 Montant din T6 Drift [%] 0,85 1,52 3,79 4,15 Tbază.fin [kN] 290,0 312,3 356,1 364,6 Diag. laterală superioară T6 Model continuu M4 Drift [%] 0,86 1,49 4,41 5,22 CAD 5,78 6,48 4,89 6,06 SAR 1,59 1,80 1,70 1,81 1 - Curgere efectivă, 2- Ocupare imediată, 3 - Siguranța vieții, 4 - Prevenirea colapsului (capacitate ultimă de colaps) După cum se poate observa în ilustrații, curbele și tabelele reprezentate mai sus pentru stâlpul ICn+6, se repetă cedarea primară a modelului M1, care este urmărit de M2. Diferența între capacitățile minimă M1 și maximă M4 este de 12,1%, M3 fiind în zona intermediară. 194 În urma comparării modurilor de cedare, se poate afirma o asemănare bună între modelele M1, M2 și M3, unde articulația plastică critică se formează în montanții inferiori. M4 prezintă un comportament diferit, unde cedarea are loc la diagonala superioară laterală din T6. Analizând toate rezultatele analitice și tabelele centralizatoare se pot constata următoarele: ? diferența medie între valorile capacităților ultime minime și maxime este de 23%, iar această valoare este de 203% pentru drift; ? modelul cu capacitatea cea mai redusă este în fiecare caz modelul cu bare articulate; ? în ciuda variației capacităților ultime de colaps, modelele M1, M2 și M3 au constatat moduri similare de cedare privind formarea articulațiilor plastice; ? comportamentul cel mai constant, care mereu s-a dovedit unul intermediar, aparține modelului cu îmbinări semirigide, atât pentru capacități cât și pentru deformații. 6.3.4.2. Influența înălțimii în capacitatea stâlpilor În acest subcapitol se analizează diferența de capacitate a stâlpilor ICn în funcție de înălțimea diferită (ICn-3, ICn, ICn+6). Acest aspect este important de discutat, deoarece în rețele sunt folosite în mod regulat stâlpi cu configurații structurale identice, dar cu înălțimi diferite datorită denivelărilor de teren. Variația capacităților stâlpilor cu înălțimea poate duce la moduri de cedări diverse, la diferite intervale de timp. Ținând cont de diferențele semnificate obținute pentru cele patru moduri de rigidități, în acest capitol se studiază separat fiecare tip de rigiditate. 195 350 FORȚĂ TĂIETOARE DE BAZĂ [kN] 300 250 200 150 100 50 0 ICn-3 H=25,7 m ICn H=28,7 m ICn+6 H=34,7 m 0 200 400 600 800 1000 1200 1400 1600 1800 DEPLASARE [MM] Figura 6-39 Diagrame Pushover pentru ICn 110213 cu îmbinări articulate în funcție de înălțime Tabelul 6-10 Capacitatea maximă a stâlpilor cu îmbinări articulate în funcție de înălțime ICn-3 H=25,7m ICn H=28,7m ICn+6 H=34,7m Model Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%] Capmax 295,5 2,53 298,8 6,21 320,4 4,68 Element critic Diagonală lat. inf. din T4 Montant din T5 Montant din T6 CAD 3,58 7,22 5,78 SAR 1,50 1,50 1,59 196 400 FORȚĂ TĂIETOARE DE BAZĂ [kN] 350 300 250 200 150 100 50 0 ICn-3 H=25,7 m ICn H=28,7 m ICn+6 H=34,7 m 0 200 400 600 800 1000 1200 1400 1600 1800 2000 DEPLASARE [MM] Figura 6-40 Diagrame Pushover pentru ICn 110213 cu îmbinări semirigide în funcție de înălțime Tab elul 6-11 Capacitatea maximă a stâlpilor cu îmbinări semirigide în funcție de înălț ime ICn-3 H=25,7m ICn H=28,7m ICn+6 H=34,7m Model Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%] Capmax 339,1 3,81 362,3 5,56 363,4 5,52 Element critic Diagonală lat. inf. din T4 Montant din T5 Montant din T6 CAD 5,02 6,72 6,48 SAR 1,72 1,78 1,80 ICn-3 H=25,7 m ICn H=28,7 m ICn+6 H=34,7 m FORȚĂ TĂIETOARE DE BAZĂ [kN] 400 350 300 250 200 150 100 50 0 0 200 400 600 800 1000 1200 1400 1600 DEPLASARE [MM] Figura 6-41 Diagrame Pushover pentru ICn 110213 cu diagonale articulate și montanți continui în funcție de înălțime 197 Tabelul 6-12 Capacitatea maximă a stâlpilor cu îmbinări articulate pentru diagonale și continui pentru montanți, în funcție de înălțime ICn-3 H=25,7m ICn

H=28,7m ICn+6 H=34,7m Model Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%]
 Capmax 291,6 2,64 326,4 2,15 351 4,15 Element critic Diagonală lat. inf. din T4 Diagonală lat. inf. din T5
 Montant din T6 CAD 4,12 3,13 4,89 SAR 1,48 1,64 1,78 400 ICn-3 H=25,7 m ICn H=28,7 m ICn+6 H=34,7 m
 FORȚĂ TĂIETOARE DE BAZĂ [kN] 350 300 250 200 150 100 50 0 0 200 400 600 800 1000 1200 1400
 1600 1800 2000 DEPLASARE [MM] Figura 6-42 Diagrame Pushover pentru ICn 110213 cu îmbinări rigide,
 în funcție de înălțimi Tabelul 6-13 Capacitatea maximă a stâlpilor cu bare continuu în funcție de înălțime ICn-
 3 H=25,7m ICn H=28,7m ICn+6 H=34,7m Model Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin
 Drift [kN] [%] Capmax 365,1 3,70 361,4 4,5 364,6 5,22 Element critic Diagonală lat. inf. din T4 Diagonală lat.
 sup. din T5 Diag. laterală superioară T6 CAD 4,62 5,24 6,06 SAR 1,86 1,81 1,81 Analizând curbele și
 tabelele centralizatoare prezentate pentru stâlpii cu înălțimi diferite se pot afirma următoarele: ? există o
 tendință crescătoare a capacităților ultime cu creșterea înălțimii; 198 ? stâlpul ICn-3 produce o limită de
 cedare cu 12% mai mică comparat cu stâlpul ICn+6, (media diferențelor dintre cele patru rigidități), iar
 stâlpul ICn cedează la o forță cu 5% mai mică față de ICn+6; ? ? modelul total continuu este o excepție, în
 acest caz capacitățile maxime au o abatere de numai 1 % rigiditatea stâlpilor scade cu creșterea înălțimii lor
 în cazul fiecărui model cu rigidități diferite 6.3.4.3. Influența direcției vântului în capacitatea stâlpilor În acest
 subcapitol se studiază efectul vântului pe structura stâlpului, în funcție de diferite direcții. S-a neglijat efectul
 și încărcarea vântului pe conductoare. În primul pas s-au realizat analize elastice pentru determinarea
 forțelor tăietoare de bază aferente diferitelor magnitudini și direcții de vânt. După cum se poate observa în
 Figura 6-43, s-au ales trei unghiuri de atac al vântului: $\alpha=0^\circ$, 45° și 90° [120], [121]. Datorită transparenței și
 eficienței de folosire, încărcările s-au aplicat în programul SAP2000, cu ajutorul metodei „Open Structure”.
 Această metodă permite definirea numeroșilor parametri descriși în Capitolul 3.4., pe baza normativului
 ASCE 7-16. Programul generează automat încărcările vântului în funcție de direcția setată și de coeficientul
 de umplere pentru fiecare bar. Figura 6-43 Direcțiile principale de vânt pentru care s-au calculat reacțiile de
 bază Luând în considerare faptul că viteza vântului se introduce în programul de calcul automat în mile pe
 oră (mph), pentru prezentarea rezultatelor viteza vântului s-a convertit pentru o interpretare mai ușoară în
 kilometri pe oră (km/h). S-au ales trei viteze de bază: ? 96 km/h, aferent pentru 26,8 m/s și 60 mph; 199 ?
 129 km/h, aferent pentru 35,8 m/s și 80 mph; ? 161 km/h, aferent pentru 44,7 m/s și 100 mph. Aceste
 încărcări s-au ales pe baza informațiilor publicate de Lungu [124], unde s-au prezentat măsurători despre
 viteza vântului. Din această lucrare reiese o viteză maximă măsurată în România de 40 m/s. Această
 valoare s-a înmulțit cu 10 %, astfel ajungând la limita selectată de autor de 44,7 m/s echivalent cu 100 mph
 respectiv cu 161 km/h. Se pot observa vitezele maxime înregistrate ale vântului în România pe Figura 6-44,
 și se poate concluziona că valoarea maximă apare în mod uniform distribuit pe toată suprafața țării.
 Perioada înregistrărilor a cuprins între 20 și 60 de ani, până în anul 2005. Trebuie subliniat faptul că
 achiziționarea datelor oficial măsurate despre viteza vântului în România este foarte dificilă, dat fiind faptul
 că firmele de specialitate tratează datele confidențial. Astfel, autorul nu a avut posibilitatea de a folosi date
 actualizate în cercetarea curentă. Figura 6-44 Viteze maxime de vânt în România – D. Lungu și C. Arion,
 COST Action C26 În continuare, se vor prezenta diagramele analizelor elastice rezultate pentru stâlpul ICn
 110213 cu cele trei configurații diferite, în funcție de trei direcții de vânt. Lângă acestea, s-a realizat și o altă
 analiză, cu scopul de a interpreta rezultatele analizelor Pushover pentru combinația N2, unde se ține cont și
 de efectul tracțiunilor unitare din conductoare. 200 Determinarea acestor tracțiuni se realizează în funcție de
 următorii parametri: (I) modulul de elasticitate al aluminiului și conductorului, (II) săgeata corespunzătoare
 efortului unitar în condițiile de vânt și chiciură, (III) efortul maxim de prindere a conductorului în condiții
 de chiciură și vânt. Acești factori dau naștere unei încărcări orizontale de 23,8 kN, care este dependentă de
 viteza vântului doar într-un mod neglijabil, cei mai importanți factori de influență fiind caracteristicile
 mecanice ale conductorului. Această analiză suplimentară este marcată cu Vst+90+Tc, și se adaugă la
 calculul vântului pe structura stâlpului cu direcția de $\alpha=90^\circ$.

59(a) $\alpha=0^\circ$ (b) $\alpha=45^\circ$ (c) $\alpha=90^\circ$ (d)

Vst+90+Tc Figura 6-45 Reacțiunile din acțiunea vântului în diferite direcții pentru ICn-3 110213 201

59(a) $\alpha=0^\circ$ (b) $\alpha=45^\circ$ (c) $\alpha=90^\circ$ (d)

Vst+90+Tc Figura 6-46 Reacțiunile din acțiunea vântului în diferite direcții pentru ICn 110213

59(a) $\alpha=0^\circ$ (b) $\alpha=45^\circ$ (c) $\alpha=90^\circ$ (d)

Vst+90+Tc Figura 6-47 Reacțiunile din acțiunea vântului în diferite direcții pentru ICn+6 110213 202 Tabelul
 6-14 Reacțiunile din acțiunea vântului în trei direcții principale pentru ICn 110213 cu diferite înălțimi Viteză
 96 km/h - 26.8m/s – 60 mph Model

40 $\alpha=0^\circ$ [kN] $\alpha=45^\circ$ [kN] $\alpha=90^\circ$ [kN] Vst+90+Tc [kN]

ICn-3 18,09 22,98 15,18 180,98 ICn 20,82 25,98 17,61 183,41 ICn+6 23,86 30,91 20,38 186,18 Viteză 129
 km/h - 35.7m/s - 80 mph Model

40 $\alpha=0^\circ$ [kN] $\alpha=45^\circ$ [kN] $\alpha=90^\circ$ [kN] Vst+90+Tc [kN]

ICn-3 32,15 39,58 26,99 192,8 ICn 37,01 44,58 31,31 197,11 ICn+6 42,41 52,49 36,23 202,03 Viteză 161 km/h - 44.7m/s - 100 mph Model

$40\alpha=0^\circ$ [kN] $\alpha=45^\circ$ [kN] $\alpha=90^\circ$ [kN] Vst+90+Tc [kN]

ICn-3 52,44 61,25 42,17 207,97 ICn 57,83 68,92 48,91 214,71 ICn+6 66,67 80,87 56,61 222,41 După cum se poate observa din datele centralizate în Tabelul 6-14, direcția cu cea mai mare valoare de forță tăietoare de bază din acțiunea vântului este cea de $\alpha=45^\circ$, urmat de $\alpha=0^\circ$ [kN], cel mai slab afectat privind reacțiunile fiind direcția $\alpha=90^\circ$. Comparat cu direcția perpendiculară, reacțiunile sunt în medie cu 19 % mai mari pentru direcția $\alpha=0^\circ$ (luând în considerare cele 3 configurații diferite), respectiv cu 46 % pentru $\alpha=45^\circ$. Ceea ce privește efectul puterii vântului, creșterea vitezei nu rezultă într-o creștere liniară în reacțiuni, ci arată o tendință ușoară de scădere. Luând în considerare faptul că efectul vântului se manifestă cel mai accentuat pentru stâlpul cel mai înalt ICn+6 110213, s-a realizat un studiu comparativ utilizând metoda Pushover, pentru aflarea capacității ultime a structurii în funcție de direcția vântului (Figura 6-48). 203 (a) $\alpha=90^\circ$ (b) $\alpha=45^\circ$ (c) $\alpha=0^\circ$ Figura 6-48 Distribuția articulațiilor plastice în funcție de direcția vântului Figura 6-48 arată modul de cedare a stâlpului și distribuția articulațiilor plastice. Se constată că elementele inferioare din tronsonul 6 (montantul, diagonalele principale laterale și din față) sunt cele critice care determină cedarea finală. 600 90 deg 45 deg 0 deg FORȚĂ TĂIETOARE DE BAZĂ [KN] 500 400 300 200 100 0 0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 DEPLASARE [MM] Figura 6-49 Curbe Pushover pentru diferite direcții de vânt pentru stâlp ICn+6 110216 204 Tabelul 6-15 Rezultatele analizelor Pushover pentru diferite direcții de vânt $\alpha=90^\circ$ $\alpha=45^\circ$ $\alpha=0^\circ$ Model Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%] Capmax 545,90 2,25 424,77 3,28 369,49 1,92 Element critic Diagonală inferioară din T6 Montant din T6 Diagonală inferioară din T6 CAD 3,75 11,37 2,02 SAR 2,70 2,10 1,73 Analizând graficul din Figura 6-49 împreună cu Tabelul 6-15 putem observa un comportament diferit pentru cele trei direcții de vânt. Se evidențiază faptul că structura s-a dimensionat în primul rând la acțiunea vântului în direcția de $\alpha=90^\circ$, aceasta având o capacitate suplimentară cu 28,52 % și 47,74 % comparat cu direcțiile $\alpha=45^\circ$ respectiv $\alpha=0^\circ$. Se poate identifica un comportament mai flexibil în aceste cazuri. În interpretarea valorilor forțelor tăietoare de bază prezentate în Tabelul 6-14 și Tabelul 6-15, trebuie avut în vedere că în realitate nu va avea loc niciodată un vânt cu magnitudine atât de mare numai pe stâlp, care va produce reacțiuni atât de mari: un vânt cu o viteză de 161 km/h în direcția de $\alpha=45^\circ$ produce o reacțiune orizontală de 80,87 kN, iar stâlpul are o capacitate de 424,77 kN. 6.3.5. Modelarea rețelelor LEA Scopul principal al modelării rețelelor este, în primul rând, de a simula o stare cât mai reală a stâlpilor, unde sunt considerate efectele conductoarelor respectiv încărcările nesimetrice care acționează pe structurile rețelei. Literatura de specialitate oferă o gamă mult mai limitată privind analiza rețelelor, comparat cu analiza stâlpilor individuali. Aceste lucrări studiază în mod curent efectul ruperii conductoarelor [123], [125] însă, trebuie subliniat faptul că, datorită dimensiunii și complexității modelelor FEM, aceste modele utilizează aspecte simplificate privind rigiditățile îmbinărilor (conexiuni articulate pentru îmbinări cu un șurub, și rigide pentru îmbinări cu două sau mai multe șuruburi). S-a construit o rețea de stâlpi în programul SAP2000, modelul fiind alcătuit din 5 stâlpi, cu deschideri nominale de 275 m între ei (Figura 6-50). În procesul de modelare s-a ținut cont de proprietățile 205 fizico-mecanice ale conductoarelor tip ACSR (Aluminium Conductors Steel Reinforced) [126]. Figura 6-50 Rețea LEA cu 5 stâlpi, cu deschideri nominale de an=275 m S-au folosit două tipuri de conductoare: (I) active între consolele stâlpilor și (II) de protecție între vârfurile structurilor, ambele s-au considerat în condiții de depunere de chiciură. Rezultatele calculelor privind proprietățile fizico-mecanice se pot observa în Tabelul 6-16, calculele s-au făcut conform cerințelor NTE 0030400. Tabelul 6-16 Caracteristici fizico-mecanice ale conductoare tip ACSR Conductor activ AIOI 185/32 Conductor de protecție AIOI 95/55 Diametru [mm] 19,2 16,1 Secțiunea totală [mm²] 215,5 152,8 Greutate proprie [daN/m] 0,745 0,703 Modulul de elasticitate [N/mm²] 75.713,78 106.955,82 Grosime chiciură [mm] 16 Sarcina specifică a chiciurii [daN/m] 1.33 Știind din rezultatele analizelor prezentate în capitolul anterior 6.3.4, și anume că acțiunea cea mai defavorabilă este vântul perpendicular pe linie, s-a efectuat numai calculul acestei direcții de vânt pe rețea. Având în vedere însă, că combinația care dimensionează în mod regulat structurile LEA include și depunerea chiciurii (N2), s-a introdus și stratul de chiciură pe conductoare. Acest aspect trebuie considerat, de asemenea, din cauza diametrului crescut (de la 19,2 mm la 51,2 mm în cazul conductorului activ), astfel având o suprafață de contact mărită la acțiunea vântului. 206 Figura 6-51 compară încărcările gravitaționale ale conductoarelor: (a) prezintă încărcările pentru modelul individual în Consteel din calculul elastic, iar (b) ilustrează reacțiunile verticale provenite din greutatea conductoarelor din SAP2000. Se observă o bună corespondență între cele două seturi de valori. (a) model individual (b) rețea cu conductoare Figura 6-51 Încărcări gravitaționale din conductoare active și de protecție În ceea ce privește rezemarea conductoarelor din capetele rețelei, prinderea s-a făcut articulat și s-a ținut cont de rigiditatea stâlpilor prin intermediul reazemului elastic cu o rigiditate orizontală de 0,61 kN/mm. Încărcarea de vânt s-a aplicat automat pe toată rețeaua cu ajutorul metodei prezentată anterior „Open structure”, pe baza normativului ASCE 7-16. Lângă acțiunea vântului, s-a aplicat o încărcare de temperatură cu valoarea de -30°C pe conductoare. Îmbinările stâlpilor s-au considerat semirigide. Stâlpii s-au modelat cu cele trei diferite înălțimi de ICn-3, ICn și ICn+6, iar poziționarea lor s-a realizat într-un mod în care vârful structurilor se află la aceeași înălțime, astfel încărcarea calculată de program fiind egală pentru fiecare structură în parte. S-a analizat și varianta opusă, când toți stâlpii s-au poziționat la cota 0,00, însă în acest caz stâlpul cel mai înalt prelua încărcarea cea mai mare din vânt, astfel 207 ajungând la capacitatea ultimă într-un mod prematur comparat cu restul stâlpilor. 400 ICn-3 H=23,7 m Icn H=28,7 m Icn+6 H=34,7 m 350 FORȚĂ TĂIETOARE DE BAZĂ [KN] 300 250 200 150 100 50 0 0 200 400 600 800 1000 1200 1400 DEPLASARE [MM] Figura 6-52 Curbe Pushover din modelul cu rețea pentru stâlpi cu diferite înălțimi Tabelul 6-17 Capacitatea maximă a stâlpilor din rețea modelată cu conductoare ICn-3 H =25,7m ICn H=28,7m ICn+6 H=34,7m Model Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%] Tbază.fin Drift [kN] [%] Capmax 337,8 3,60 383,1 4,76 377,1 3,62 Element critic Montant din T3 Montant din T5 Montant din T6 CAP 4,57 5,88 4,30 SAR 1,72 1,92 1,87 În procesul de calcul s-au rulat mai multe analize, separat pentru fiecare înălțime de stâlp, pentru a obține curbele aferente de

Pushover. Rezultatele sunt prezentate în Figura 6-52 și Tabelul 6-17. Comparând acestea cu rezultatele analizelor pe stâlpi individuali, se poate observa o tendință asemănătoare între capacitatea și rigiditatea stâlpilor cu diferite înălțimi. Însă, în cazul stâlpilor ICn și ICn+6 din rețea, capacitatea maximă este cu 5,74%, respectiv 3.77% crescută, iar pentru stâlpul ICn- 3 această diferență este sub 1%. Spre deosebire, comparația ductilității cu ajutorul valorilor CAP arată o scădere cu 18,37% în medie pentru stâlpii din rețea. 208 Figura 6-53 ilustrează schematic apariția primelor articulații plastice din analiza Pushover pentru stâlpul ICn-3, iar în Figura 6-54 se pot observa articulațiile plastice critice, în montantul din tronsonul 3. Figura 6-53 Distribuția primelor articulații plastice pentru stâlpi în rețea 209 Figura 6-54 Procesul de formare a articulațiilor plastice critice pentru rețea, analiza rulată pentru stâlpul ICn-3 110213 Tabelul 6-18 Deplasările stâlpilor din rețea în etape diferite ICn+6 ICn ICn-3 Deplasare [mm] Curgere Colaps* Curgere Colaps* Curgere Colaps U1 346,72 1358,40 342,68 1187,63 202,53 920,17 U2 0,05 1,12 0,64 4,80 0,09 0,48 U3 8,08 117,91 12,01 88,12 2,08 71,24 * - reprezintă valoarea de colaps pentru stâlpul ICn-3 Se poate concluziona faptul că capacitatea și ductilitatea stâlpilor nu este neapărat în funcție de înălțimea acestora, stâlpul cu înălțimea intermediară având în același timp și capacitatea și ductilitatea maximă. În plus, se poate afirma că indiferent de diferența de capacitate ultimă, ordinea de cedare a structurilor este una apropiată, deoarece stâlpii cu înălțimi diferite prezintă un mod similar de comportament. De asemenea, rezultatele Pushover pentru rețea sunt într-o bună concordanță cu stâlpii individuali, diferențele fiind de 5 %.

210 6.4. Validarea modurilor de prăbușirea a stâlpilor LEA folosind analiză dinamică neliniară tip Time History În acest paragraf se prezintă ultimul pas al procesului de identificare a modului de cedare structurală, cu ajutorul analizei dinamice neliniare (ADN), tip Time History. Această metodă de calcul este cea mai adecvată, dar în același timp și cea mai complexă pentru a evalua procesul de colaps, fenomen care se caracterizează în principal cu proprietăți dinamice și neliniare. Înainte de descrierea modelelor și parametrilor, trebuie menționate cele mai importante ghiduri de proiectare împotriva colapsului progresiv, respectiv interpretabilitatea dificilă a stâlpilor în clasele de risc structural în cadrul acestor ghiduri. Ghidurile s-au elaborat de către

103 **GSA (U. S. General Services Administration)** în 2016 – "**Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance**"

[127], și

100 **DOD (Department of Defense)** în 2009 – "**Unified Facilities Criteria (UFC) Design of buildings to resist progressive collapse**"

[99]. În mod similar oricărui proces de proiectare, și în cazul proiectării împotriva colapsului progresiv, structurile trebuie clasificate în anumite clase de importanță pentru definirea coeficienților de siguranță. În acest caz, această clasificare se face în funcție de risc, care

169 **se bazează pe doi factori** principali: **nivelul de ocupare și**

funcția clădirii. Ghidul [99] face o trimitere într-un alt ghid, Tabelul 2-2 Categoria de risc a clădirilor și a altor structuri din Unified Facilities Criteria (UFC) Structural engineering [107], însă în acest tabel nu există referire la stâlpii rețelelor LEA. Parcurgând descrierile structurilor neconvenționale în [107], stâlpii sunt introduși în categoria "Nonbuilding structures", însă aceste structuri tot nu sunt clasificate. Reflectând asupra acestei lipse de interpretabilitate, Bryan Lanier și William Garrett [128] au extins relațiile de clasificare a structurilor tip turn cu codurile ANSI/TIA-222-G [129] și ASCE 7 [17]. Datorită redundanței inerente între stâlpii rețelelor, clasificarea în clase superioare pentru stâlpii individuali are un efect redus asupra performanței generale a rețelei. Deși populația care poate fi afectată de pierderea serviciilor rețelelor este una semnificativă, cedarea unui singur stâlp se poate remedia relativ repede. Prin urmare, impactul potențial asupra publicului este mic, și de aceea alegerea clasei I este cea mai obișnuită. 211 Totuși, în anumite cazuri, când stâlpii reprezintă un pericol semnificativ pentru viața umană din cauza locației sau datorită înălțimii lor, structurile pot fi introduse în clasa II (Figura 6-55). Figura 6-55 Clasificarea structurilor tip turn [128] în funcție de clasa de risc Diferența între clasele de risc I și II este una semnificativă, deoarece pentru clasa I nu sunt specificate cerințe împotriva colapsului progresiv, iar pentru clasa II trebuie îndeplinite ori Metoda Căii Alternative (metodă directă de proiectare), ori Metoda Forțelor de Legătură (metodă indirectă).

6.4.1. Parametri de modelare în analiza Time History Asemănător cu analizele tip Pushover, și analizele Time History s-au realizat cu ajutorul programul SAP2000 20.1, folosind metoda integrării directe Hilber-Hughes-Taylor Alpha (HHT). Această metodă prezintă numeroase avantaje comparat cu superpoziția modală, dar este deosebit de sensibilă la variația măririi pasului de analiză. ? Coeficientul α_{am} Valoarea coeficientului α_{am} se limitează între -1 și 3. Folosind $\alpha_{am}=0$, analiza este cea mai acurată, dar poate permite vibrații excesive 212 în modurile cu frecvență mai mare. Pentru valori negative, însă, aceste moduri cu frecvențe mari sunt amortizate într-un mod mai semnificativ. În cercetarea actuală s-a ales valoarea $\alpha_{am}=-0.33$. ? Eliminarea barelor structurale Suprimarea elementului de rezistență poate fi realizată în 3 moduri [130]: (1) considerarea reacțiunilor aferente stâlpului eliminat N, M, T în timpul încărcării structurii, apoi eliminarea ulterioară constă în aplicarea reacțiunii de sens contrar -N, -M, -T; (2) modificarea rigidității elementului eliminat prin reducerea considerabilă a modulului de elasticitate longitudinal, (3) suprimarea fizică a elementului ales după aplicarea sarcinilor asupra modelului întreg. În cercetarea actuală profitând de opțiunea predefinită pentru eliminarea barelor în programul de calcul SAP2000, s-a ales metoda (3). ? Perioada eliminării Urmărind cerințele indicate în ghidurile [99] și [107], perioada de eliminare a elementelor structurale verticale în cazul analizelor dinamice neliniare

78**trebuie să fie mai mică** de **1/10 din perioada** de vibrație **asociată**

mişcării verticale a tramelor deasupra elementului eliminat. În majoritatea cazurilor din literatura de specialitate, această valoare variază între 0,001 de secunde [110], [131] și 0,02 secunde [132]. În cazul analizelor efectuate pentru stâlpii LEA, s-a folosit un interval de timp de 0,001 de secunde. ? Mărimea pasului de analiză (increment) În cazul acestui parametru, însă, ghidurile în vigoare [99] și [107] nu specifică valori exacte. Valorile indicate în literatura de specialitate prezintă o gamă largă de varietate între 0,001 și 0,01, în funcție de tipul și rigiditatea structurilor investigate. Ceea ce privește stâlpii LEA, care sunt configurați din elemente zvelte, iar structura globală este una redundantă, pentru ilustrarea efectelor dinamice s-a ales un pas de increment de 5,000E-05, adică 0,00005. ? Coeficientul de amortizare În ADN această valoare s-a considerat cu valoarea de 3%. Amortizarea este proporțională, și se calculează în funcție de primele două perioade de vibrații. De exemplu, la o valoare de $T_1=1,318s$ și $T_2=1,318s$, coeficientul proporțional de masă este de 0,1436 1/sec, iar coeficientul proporțional de rigiditate este de 6,267E-03 s. 213 6.4.2. Identificarea modului de cedare a stâlpului Sn-6 11010 Urmărind pașii descriși în capitolul 6.2. și 6.3., s-au realizat modelele principale de calcul, urmărind detaliile din Figura 6-56: a) ASL în Consteel – folosind încărcările și combinațiile definite în [10], s-a făcut o analiză static liniară de ordinul I și II pentru determinarea eforturilor din bare. Deplasarea vârfului este de 212.2 mm, iar forța tăietoare de bază este de 16,87 kN; b) ASL în Consteel pentru analiza de flambaj – pentru identificarea celor mai sensibile bare la pierdere de stabilitate, s-a realizat o analiză de sensibilitate la flambaj, conform [14]. Analizând individual membrele principale (montanți și diagonale), s-au înregistrat rezistențele de calcul la flambaj. Elementul cel mai slab este montantul L70x7 din tronsonul inferior, cu $\alpha_{cr}=1,56$; c) calcul și clasificarea îmbinărilor în IDEA StatiCa – pe baza detaliilor de execuție, s-au modelat îmbinările principale pentru determinarea rigidității și capacității maxime. Pentru îmbinarea curentă între tronsoanele principale cu montanți L70x7, clasa de rigiditate este semirigidă, având $S_{js}, M_y=700$ kNm/rad, respectiv $S_{js}, M_z=400$ kNm/rad; d) ASN în SAP2000 – cu ajutorul parametrilor structurale obținute, s-a construit modelul pentru analiza Pushover, cu îmbinări semirigide. S-a identificat prima locație a articulațiilor plastice. Valoarea capacității de ductilitate este $CAD=2,86$, respectiv valoarea de supra-rezistență $SAR=1,91$. e) ASN în SAP2000 – urmărind evoluția articulațiilor plastice, s-a găsit elementul critic care este responsabil pentru cedarea structurii. Această bară este primul segment din montantul inferior (L70x7). Valoarea driftului în momentul cedării este de 2,91 %, la o forță tăietoare de bază de 32,2 kN. 214

20(a) (b) (c) (d) (e) Figura 6-56 (a) Diagrama de

efort axial, (b) analiza de sensibilitate la flambaj, (c) calcul și clasificarea îmbinărilor, (d) formarea primelor articulații plastice, (e) evoluția articulațiilor plastice ultime pentru stâlpul Sn-6 110104 În următorul pas (f) se introduce modelul ADN în metodologie, prezentat în subcapitolul anterior. Ținând cont de rolul stâlpului în rețea (stâlp de susținere, care nu este solicitat cu încărcări în direcția paralelă a conductoarelor), metoda de eliminare s-a ales astfel încât modul de cedare a stâlpului să fie unidirecțional. Acest aspect a fost introdus în metodologie în urma investigării stâlpilor cedați pe teren. Din acest motiv, s-au eliminat simultan două segmente din montantul inferior (Tronsonul IV), în loc de eliminarea unei singure bare. Eliminarea s-a făcut la momentul de 0,001 s, cu o durată de 0,001 s. Figura 6-57 prezintă cronologic evoluția deformației stâlpului în timpul analizei. Se observă incapacitatea sistemului structural de a rezista solicitărilor suplimentare cauzate de eliminarea celor doi montanți. Cedarea progresivă a întregii structuri urmează să aibă loc la $t=0,96$ s. Comparând situația reală de pe teren din Figura 6-58, cu deformația stâlpului prăbușit din analiza Time History, se evidențiază faptul că modurile de cedare sunt identice. 215 $t=0.1$ s

75t=0.3 s t=0. 5 s t=0. 7 s t=0. 9 s t=0.

95 s (f) Figura 6-57 (f) ADN Time History – Evoluția cedării progresive a stâlpului Sn-6 110104 Figura 6-58 Cedarea stâlpului Sn-6 110104 pe teren - Colecție de fotografii personale Evoluția deplasărilor vârfului în funcție de timp este prezentată în Figura 6-59. Tendința de creștere a valorii deplasărilor horizontale este una constantă, structura nefiind capabilă să atingă starea de echilibru. 216 Acest aspect a fost semnalizat și de către Botez [130], Dinu [133] Mărginean [134] sau Asgarian[105]. Figura 6-59 Curba timp – deplasare orizontală pentru stâlp Sn-6 110104 6.4.3. Identificarea modului de cedare a stâlpului Sn 110104 Etapele metodologiei sunt identice cu cele prezentate anterior, numai înălțimea stâlpului este diferită (20,2 m față de 26,2 m). Analizând Figura 6-60, se pot observa următoarele: a) ASL în Consteel –Deplasarea de vârf este de 298,5 mm, iar forța tăietoare de bază este de 17,09 kN; b) ASL în Consteel pentru analiza de flambaj – Cornierul cel mai slab este montantul L70x7 din tronsonul din mijloc, cu $\alpha_{cr}=1,54$; c) calculul și clasificarea îmbinărilor în IDEA StatiCa – îmbinările au configurații identice, cu rigidități identice; d) ASN în SAP2000 – Valoarea capacității de ductilitate este $CAD=4,24$, respectiv valoarea de supra-rezistență $SAR=2,85$; e) ASN în SAP2000 – Elementul critic este al doilea segment din montantul tronsonului din mijloc (L70x7). Valoarea driftului în momentul cedării este de 4,86 %, la o forță tăietoare de bază de 48,72 kN. 217

20(a) (b) (c) (d) (e) Figura 6-60 (a) Diagrama de

efort axial, (b) analiza de sensibilitate la flambaj, (c) calcul și clasificarea îmbinărilor, (d) formarea primelor articulații plastice, (e) evoluția articulațiilor plastice ultime pentru stâlpul Sn 110104 Figura 6-61 prezintă evoluția deplasărilor în funcție de timp, deplasarea având și în acest caz un caracter crescător continuu. Figura 6-61Curba timp – deplasare orizontală pentru stâlp Sn 110104 De asemenea, în mod similar cu

stălpul SN-6 110104, în pasul (f) s-au eliminat simultan două segmente, în acest caz din montantul din 218 tronsonul intermediar (Tronsonul 3). Rezultatele se pot observa în Figura 6-62, cu mențiunea că, structura cedează la $t=0,91$ s. $t=0.1$ s

75t=0.3 s t=0. 5 s t=0. 7 s t=0.

9 s Figura 6-62 (f) ADN Time History – Evoluția cedării progresive a stălpului Sn 110104 Figura 6-63 Cedarea stălpului Sn 110104 pe teren - Colecție de fotografii personale 219 Comparând modurile de cedare din Figura 6-62 și Figura 6-63, se poate concluziona faptul că metoda prezentată este într-o bună concordanță cu realitatea, astfel putem afirma valabilitatea metodei. 6.5. Factorul de redundanță structurală critică FRsc Atât determinarea elementului critic, cât și identificarea modului de cedare a stălpilor ajută în înțelegerea mai profundă a comportării structurale, respectiv în optimizarea procesului de proiectare. Totuși, pentru clasificarea exactă a diferitelor tipuri de stâlpi LEA, ar fi necesară introducerea unui factor numeric, care este normalizat în funcție de încărcări de calcul pentru posibilitatea de a compara cu cerințele din coduri. Din acest motiv, folosind și suplimentând cunoștințele prezentate, s-a dezvoltat a doua metodologie pentru stâlpii LEA: determinarea factorului de redundanță structurală critică. Analizele s-au realizat pe stălpul de bază, prezentat în Cap. 3.4.1., cu îmbinări semirigide și înălțime $h=28,7$ m. Cazurile de încărcări, respectiv coeficienții parțiali de siguranță s-au introdus conform cerințelor NTE 0030400 [10]: Tabelul 6-19 Coeficienții parțiali de siguranță conform NTE 0030400 Coeficienții parțiali de siguranță γ_n Felul încărcării Masa proprie stălp γ_{Mst} Masa proprie conduct. γ_{Mc} Masa chiciurii pe stălp și cond. γ_{Mch} Pres. vântului pe stălp γ_{Vst} Pres. vântului pe cond. γ_{Vc} Trațiunea conduct. γ_{Tc} Valoare de bază 1.10 1.30 1.80 1.30 1.30 1.30 Factorul de redundanță structurală critică se calculează folosind următoarele relații (6-3) și (6-4): $F_{FRsc} = \gamma_{FRsc} * \gamma_{FRsc} * \gamma_{FRsc} * \gamma_{FRsc} * \gamma_{FRsc} * \gamma_{FRsc}$ (6-3) $F_{FRsc} = \gamma_{FRsc} * \gamma_{FRsc} * \gamma_{FRsc} * \gamma_{FRsc} * \gamma_{FRsc} * \gamma_{FRsc}$ (6-4) În care: 220 F_{FRsc} factorul de redundanță structurală critică de bază Notă: pentru ilustrare, valoarea acestuia în clasificare globală va fi considerată cu 1, în timp ce în calculul factorilor elementelor se ia valoarea înmulțită a coeficienților F_{FRsc} factorul de redundanță structurală critică După cum se poate observa, factorul de bază FRsc,bază se calculează exclusiv cu coeficienții fundamentali din normativ, în timp ce valoarea finală FRsc va fi egală cu raportul dintre: (I) valoarea înmulțită a coeficienților modifiți și (II) factorul de bază FRsc,bază. Ca și exemplu: $F_{FRsc} = 1.10 * 1.30 * 1.80 * 1.30 * 1.30 * 1.30 = 5.66$ echivalent cu $F_{FRsc} = 1.10 * 1.30 * 1.50 * 2.0 * 1.40 * 1.40 * 1.40 = 1.89$ După cum se poate observa în exemplul de mai sus, în calculul factorului FRsc s-a modificat fiecare coeficient de siguranță. Totuși, dacă ținem cont de modul în care aceste încărcări acționează pe structură, se poate afirma faptul că modificarea coeficienților încărcărilor permanente ar fi o presupunere contradictorie. Ca urmare, s-a optat pentru schimbarea încărcărilor variabile, cum ar fi efectul vântului și trațiunea conductoarelor. Trebuie menționat că, în direcții viitoare de aplicare a metodologiei, acești parametri se pot schimba aleatoriu, în funcție de cerințe. În continuare, s-a efectuat o serie de analize tip Time History, a căror scop este de a determina valoarea specifică a coeficienților de siguranță, sub acțiunea căreia, în urma eliminării elementului selectat, cedează stălpul. În primul pas, așadar, s-a creat o analiză static neliniară (ASN), unde s-au definit coeficienții de siguranță aferenți cazurilor de încărcări, modificând numai coeficienții γ_{Vst} , γ_{Vc} și γ_{Tc} . Pentru a reduce numărul de combinații posibile, modificările s-au făcut identice pentru cele trei coeficienți. Apoi, în următorul pas, s-a rulat analiza Time History, care s-a continuat din starea finală a analizei ASN. În ceea ce privește eliminarea barelor, similar cu setările anterioare, eliminarea s-a realizat la momentul de 0,001 s, cu o durată de 0,001 s. Dintre barele eliminate analizate, se prezintă în mod detaliat primul exemplu, diagonală inferioară laterală din Tronsonul 5. Rezultatele sunt ilustrate schematic în Figura 6-64: 221 Figura 6-64 Curbe timp-deplasare pentru diferite FRcs pentru stălp ICn110213, diagonală inferioară laterală eliminată Diagramele prezintă comportamentul structurii prin ilustrarea deplasării orizontale a vârfului, în funcție de timp. Analizele s-au rulat cu o mărime de pas de $5,000E-05$, iar numărul pașilor a fost de 20000. În consecință, a rezultat o analiză cu o durată de timp de 1 s. 222 Comparând diagramele, pot fi evidențiate următoarele trei tipuri de răspunsuri structurale: a) Diagrama prezintă o formă sinusoidală, cu tendință descrescătoare. Structura se stabilizează, deformațiile încetează și stălpul susține încărcările adiționale aferente eliminării barei, astfel evitând colapsul progresiv. b) Deplasarea arată o tendință crescătoare, fără variații sinusoidale, însă deformațiile încetează și în acest caz, numai într-o perioadă mai lungă. Structura este capabilă să reziste efectelor acțiunilor în urma eliminării barei, fără să cedeze. c) Structura nu reușește să intre în starea de echilibru în urma eliminării cvasi-instantanee a elementului structural și prezintă deplasări în continuă creștere. Aceasta conduce la declanșarea fenomenului de colaps progresiv. În Tabelul 6-20 sunt sintetizate valorile modificate ale încărcărilor de vânt și de trațiune pentru definirea factorului FRsc, în funcție de răspunsul structurii privind colapsul progresiv. Tabelul 6-20 Relația între valoarea modificată coeficienților de siguranță și FRsc Valoarea mod. γ_{Vst} , γ_{Vc} și γ_{Tc} 1.00 1.10 1.20 1.30 1.40 1.50 1.60 1.70 FRsc 0.46 0.61 0.79 1.00 1.25 1.54 1.86 2.24 Tip diagramă a) b) c) Se poate remarca faptul că o diagramă cu tendință crescătoare nu neapărat indică cedarea stălpului, de aceea trebuie urmărită și evoluția articulațiilor plastice, și anume că: structura nu mai este capabilă să susțină încărcările în momentul apariției articulației critice tip C (bile galbene). Acest aspect se poate observa în Figura 6-65, modelul FRsc=2,25, unde zona de cedare se regăsește în diagonală adiacentă diagonalei eliminate, la sfârșitul analizei cu durată de 1 s. Pe de altă parte, în cazul factorului FRsc=1,54, structura este capabilă să se stabilizeze fără cedare. Prin urmare, cu cât mai mică este valoarea de FRsc, cu atât este mai importantă în redundanța structurii, și în rezistența de surplus împotriva colapsului structurii. 223 FRsc=0.61 FRsc=1.54 FRsc=2.25 Figura 6-65 ADN Time History – Evoluția articulațiilor plastice pentru diferite valori de FRsc pentru diagonală inferioară laterală Folosind metodologia descrisă

80mai sus, s-a realizat o analiză vastă pentru

determinarea factorilor FRsc ai celor mai importante elemente structurale, cum ar fi: montanți comprimați și întinși respectiv diagonale superioare și inferioare laterale și din față (Tabelul 6-21 și Tabelul 6-22). Tabelul 6-21 Valorile FRsc pentru montanți comprimați și întinși Comprimat FRsc montanți Întinși Tronson 5 - L140x12 0.33 1.69 Tronson 4 - L120x12 0.79 1.54 Tronson 3 - L120x12 1.25 1.54 Tronson 2 - L120x10 2.04 - Tronson 1 - L90x8 2.24 - 224 Tabelul 6-22 Valorile FRsc pentru diagonalele superioare, inferioare laterale și din față FRsc diagonală Inferioară Superioară Față Tronson 5 - L70x6 FRsc medie 1.86 2.05 2.24 Tronson 4 - L70x6 FRsc medie 2.24 2.34 2.44 Laterală Tronson 5 - L60x6 FRsc medie 2.24 2.45 2.65 Tronson 4 - L60x6 FRsc medie 2.04 1.95 1.86 Analizând informațiile din Tabelul 6-21 și Tabelul 6-22 Error! Reference source not found., se poate construi o ierarhie structurală pentru barele principale în funcție de importanța rolului în cedarea structurii: ? Montanțul cu cea mai mare influență în cedarea structurii se identifică în zona comprimată din Tronsonul 5, având o valoare de FRcs=0,33. Această valoare corespunde coeficientului de vânt modificat la 0,9. Valoarea lui FRsc pentru montanții comprimați crește cu creșterea înălțimii stâlpului. ? Spre deosebire, montanții întinși prezintă un rol substanțial mai mic privind rezistența împotriva colapsului structurii. Redundanța montanților din mijlocul structurii este mai mare decât în zona inferioară, însă în partea superioară, eliminarea acestora nu are influență în modul de cedare. ? În cazul diagonalelor, se observă o diferență în redundanță cu schimbarea înălțimii. Comparat cu diagonalele laterale din Tronsonul 5, cele din față au un factor mai mic, totuși cele mai importante se constată diagonalele laterale din Tronsonul 4, având o valoare medie de FRsc=1,95 Figura 6-66 arată

154 elementele cele mai importante din punct de vedere al

redundanței stâlpului ICn 110213, centralizat și colorat în funcție de valorile FRsc. 225 Figura 6-66 Valorile FRsc pentru elementele principale din stâlp ICn 110213 226 7. CONCLUZII 7.1. Rezumatul tezei În capitolele anterioare a fost analizat și prezentat răspunsul mecanic al structurilor stâlpilor metalice LEA, ținând cont de comportamentul semirigid al îmbinărilor. Lucrarea de doctorat îmbină studiul teoretic și experimentale, astfel formulând o metodologie multidisciplinară care determină capacitatea ultimă a stâlpilor LEA, și specifică exact elementele critice, și forma de colaps progresiv. Sunt propuse metode și factori noi pentru îndeplinirea acestor aspecte. În finalul tezei sunt prezentate contribuțiile personale ale autorului, respectiv direcțiile viitoare de cercetare. Capitolul 1 a trecut în revistă starea actuală a cunoașterii, enumerând principalele domenii în care se desfășoară activitatea de cercetare la nivel global. S-au identificat principalele programe de calcul folosite în analiza structurală pentru stâlpii LEA, și a prezentat obiectele tezei. În Capitolul 2 s-au enumerat evenimentele meteorologice extreme din teritoriul țării, de unde s-a constatat numărul stâlpilor cedați în ultimele 15 ani. S-a realizat o hartă de daune pentru România, și au fost identificate cele mai sensibile structuri la cedare. În Capitolul 3 s-au comparat încărcările de vânt pentru 6 normative internaționale, respectiv pentru 5 norme vechi și noi din România, subliniind o serie de parametri diferiți care influențează semnificativ rezultatele încărcărilor. S-a observat importanța aspectelor de modelare structurală în programele de calcul 3D, și s-au prezentat diferențele rezultate. În partea următoare, au fost prezentate îmbinările specifice ale structurilor LEA. S-a evidențiat comportamentul semirigid al îmbinărilor, și a fost determinat capacitatea ultimă pentru fiecare îmbinare. Apoi, s-au arătat 5 configurații diferite pentru nodul de continuizare, însă comportamentul lor a fost semirigid în fiecare caz. În finalul capitolului, s-a introdus metodologia de programare parametrică cu ajutorul programului Grasshopper. Au fost evidențiate avantajele și potențialul ridicat al metodei. Capitolul 4 însumează rezultatele analizelor structurale pentru 24 tipuri de stâlpi LEA. Structurile analizate sunt clasificate în funcție de 227 tipul coronamentului, în concluziile finale s-a identificat configurația cea mai sensibilă la pierdere de stabilitate. Capitolul 5 a prezentat diferite rezultate experimentale privind proprietățile de bază a stâlpilor LEA, cum ar fi rezistența materialului barelor și șuruburilor, coroziunea cornierelor sau deformația barelor. Rezultatele încercărilor la întindere au arătat o asemănare bună cu proprietățile inițiale, având o rezistență cu 5.6% peste limita de curgere pentru platbande OL37. În cazul șuruburilor, valorile fyb și fub erau aproape identice, specifice claselor 4.6. Atât pentru platbande, cât și pentru șuruburi, încercările au arătat un comportament foarte ductil, deformația specifică fiind de 31% în cazul platbandei comparat cu valoarea generală de 20%. Măsurătorile coroziunii au indicat o pierdere a secțiunii transversale a cornierului de 17% în cazul cel mai defavorabil. Aceasta a condus la o scădere de 22,2 % la nivelul rezistenței structurale, în zona inferioară a stâlpului pentru cornierul L80x6,5. A fost implementată metoda de scanare laser pentru identificarea formei deformată a stâlpului Sn 110104. S-au măsurat deformații peste limitele admise atât la nivelul verticalității vârfului (272,72%), cât și la nivelul orizontalității consolelor (în medie de 475%). Aceste deformații au condus la o creștere de 50% la solicitarea structurală maximă, comparat cu stâlpul cu geometrie perfectă (145% față de 95%). În Capitolul 6 au fost sintetizate principalele metode de calcul: ASL, ADL, ASN și ADN. S-a folosit un stâlp de întindere în colț, denumit ICn 110213 cu 3 diferite înălțimi (ICn-3 cu înălțime de H=25,7 m, ICn cu înălțime de H=28,7 m și ICn+6 cu înălțime de H=34,7 m) pentru analizele respective. S-a evidențiat diferența răspunsului structural la nivelul analizei de sensibilitate la flambaj în funcție de înălțimea stâlpului. În cazul stâlpului ICn-3, elementele cele mai sensibile au fost diagonalele inferioare cu $\alpha_{cr} = 2,37$, iar pentru ICn și ICn+6 montanții din tronsonul inferior cu $\alpha_{cr} = 3,3$. În continuare Evidențind influența rigidității îmbinărilor în rezultatele analizelor structurale globale, autorul a introdus 4 modele diferite: model articulată, model semirigid, model cu diagonale articulate și montanți continuu respectiv model cu bare complet rigide. Pentru o înțelegere cât mai bună, rezultatele acestor modele s-au prezentat în formă de tabel, cu ajutorul următorilor parametri: locația și dimensiunile cornierelor, capacitatea maximă de flambaj, coeficienții de încastrare în direcția slabă și puternică, respectiv procentul de solicitare maximă structurală. În majoritatea cazurilor, modelele articulate au prezentat 228 rezultatele cele mai corespunzătoare, modelul semirigid fiind între extremitățile rezultatelor. Rezultatele capacităților maxime de flambaj s-au introdus în analiza tip Pushover pentru definirea articulației plastice. Modelul și metoda Pushover a fost validat prin compararea curbilor de capacitate cu rezultatele analizei elastice (curbele prezintă încărcările axiale normalizate P/Pcr în raport cu procentajul de drift al stâlpului). S-a demonstrat ordinea de cedare între îmbinările și membrele stâlpilor, rezultând o capacitate suplimentară de 9.5 % în favoarea îmbinărilor. S-a

realizat un studiu comparativ pentru cele 4 modele cu diferite tipuri de îmbinări, unde au fost analizate influențele înălțimii și a direcției vântului. Comportamentul inelastic a structurilor a fost cuantificat prin implementarea parametrilor CAD și SAR. Modelul semirigid a prezentat în mod general rezultate situate între valorile extreme,

2atât la nivelul forței tăietoare de bază, cât și la nivelul deplasărilor maxime de

vârf. Pentru identificarea modurilor de colaps progresiv a fost dezvoltată o altă metodă de către autor, pe baza analizei dinamice neliniare tip Time History. Rezultatele au fost validate prin intermediul comparației modurilor de cedare a modelelor analitice cu cedarea stâlpilor existenți. Dezvoltând această metodă, a fost introdus factorul de redundanță structurală critică FRcs. Folosind stâlpul IcN 110213, au fost identificate elementele critice care au rolul cel mai important în colapsul structurii prin intermediul valorilor FRcs. Capitolul 7 a prezentat concluziile finale ale cercetărilor, respectiv a enumerat principalele contribuții personale ale autorului, și a descris direcțiile viitoare de cercetare. 7.2. Contribuții personale aduse în teză

Pe baza studiilor efectuate în cadrul tezei, se pot enumera mai multe contribuții personale care au un caracter de originalitate și prezintă un potențial de aplicabilitate în practica de proiectare. Urmărind obiectivele propuse în subcapitolul 1.1, aceste contribuții pot fi sintetizate după cum urmează: 229 ? Un studiu detaliat privind daunele rețelelor LEA din România, clasificat în funcție de tipul stâlpilor, evidențiind configurația cea mai sensibilă; ? Analiză comparativă privind încărcările de vânt între 6 normative internaționale, și identificarea neconcordanțelor în ceea ce privește cerințele structurale prevăzute în aceste normative; ? Prezentarea sistematică a evoluției încărcărilor climato- meteorologice în mod cronologic a normativelor românești; ? Prezentarea detaliată a influenței aspectelor de modelare în programele de calcul privind roțiile cornierelor, a definițiilor excentricităților respectiv a configurației consolelor în rezultatele analizelor structurale; ? Studiu analitic detaliat privind clasificarea îmbinărilor în funcție de rigiditatea lor, respectiv privind capacitățile ultime de rezistență și de flambaj ? Realizarea măsurătorilor de pe teren pe un stâlp cu nivel ridicat de coroziune, și cuantificarea scăderii rezistenței structurale pe baza analizelor globale la nivelul stâlpului, respectiv pe baza calculelor locale la nivelul îmbinărilor ? Implementarea metodei scanării laser pe un stâlp de susținere de 110 kV, și construirea modelului de calcul cu geometrie reală ? Realizarea unei metodologii care combină avantajele programelor de calcul folosite în cercetarea curentă (Consteel, Idea StatiCa, SAP2000), astfel reușind calculul capacităților ultime a stâlpilor în funcție de înălțimea structurii, de rigiditatea îmbinărilor sau de direcția vântului. Proprietățile inelastice sunt calculate cu ajutorul parametrilor CAD și SAR. ? Implementarea metodologiei de identificarea a modului de colaps global, folosind analiza dinamică neliniară tip Time History. Determinarea parametrilor principali care influențează rezultatele analizei, și validarea modelelor analitice prin compararea rezultatelor cu modul de colaps a stâlpilor existenți ? Introducerea factorului de redundanță structurală critică FRsc, care reprezintă importanța unui element structural în colapsul structurii. 230 7.3. Direcții viitoare de cercetare Luând în considerare costurile enorme a testelor la scară reală, autorul s-a optat la prelucrarea informațiilor provenite în urma evenimentelor extreme cauzate de fenomene meteorologice. Ar fi o oportunitate specială studierea și analizarea unui experiment realizat la scară 1:1. Folosind rezultatele metodologiei multidisciplinare introduse de către autor, după calculul factorului de redundanță structurală critică FRcs se poate identifica elementul critic. În funcție de cerințele tehnice actuale, calculele numerice pot fi extinse în direcția de analizarea diferitelor moduri de consolidare. Acestea pot fi realizate local, prin intermediul adăugării cornierelor și plăcuțelor pentru obținerea secțiunii transversale tip cruce, sau global, prin implementarea unor zone cu contravântuiri orizontale, care reduce lungimea de flambaj a diagonalelor principale și crește stabilitatea globală a stâlpului. Prin utilizarea tehnicilor de modelare 3D, se poate realiza un studiu parametric vast. De asemenea, cu ajutorul metodei de scanare 3D, se pot surprinde deformațiile plastice a structurii, acumulate din oboseala plastică Se pot efectua, de asemenea, analize numerice similare pe stâlpi LEA din rețele cu capacitate ridicată, cum ar fi 220 kV, 400 kV, sau eventual 750 kV. O altă posibilitate în aplicarea cunoștințelor dobândite ar fi determinarea exactă a capacității ultime a unui stâlp în exploatare, având date specifice complete care includ următoarele: grosimea cornierelor și plăcilor corodate, încărcarea de vânt bazat pe măsurători oficiale, respectiv un pachet complet de execuție cu detalii de îmbinări și forma elementelor debitate. Direcția cu cel mai mare potențial unde se poate extinde activitatea de cercetare, este analiza parametrică folosind programul Grasshopper. Investigarea limbajului de programare și a extensiilor de analiză structurală prezintă o provocare considerabilă, deoarece programul este într-o continuă dezvoltare. Totuși, această direcție oferă un potențial substanțial la nivelul optimizării configurațiilor structurale, sau în construirea modelelor de calcul, sau în aplicarea metodei de scanare laser. 231 232

REFERINȚE [1] K. L. M. W H, and K. S,

135“**Lattice transmission tower analysis: Beyond simple truss model,**” Electr. Transm. **a New Age,**

vol. 53, no. 9, pp. 175–187, 2002. [2] S.

86**Langlois, S. Prud, F. Légeron, and F. Pourshargh, “Review of advanced modelling methods for lattice steel towers** Montréal,” 2016 **CIGRE-IEC Colloq.,** no. **May,**

p. 9, 2016. [3]

43 **Dan Călin Peter; Radu-Adrian Tîrnovan, Transportul și distribuția energiei electrice.** Cluj-Napoca: **U.T. Press, 2014.**

[4]

81 **ANRE, "RAPORT ANUAL privind activitatea Autorității Naționale de Reglementare."**

37 **AUTORITATEA NAȚIONALĂ DE REGLEMENTARE ÎN DOMENIUL ENERGIEI, 2018. [5] ANRE, "RAPORT PRIVIND REALIZAREA INDICATORILOR DE PERFORMANȚĂ PENTRU SERVICIILE DE TRANSPORT, DE SISTEM ȘI DE DISTRIBUȚIE A ENERGIEI ELECTRICE ȘI STAREA TEHNICĂ A REȚELOR ELECTRICE DE TRANSPORT ȘI DE**

DISTRIBUȚIE." 2019,

125 **[Online]. Available: <https://www.anre.ro/ro/energie-electrica/rapoarte/rapoarte-indicatori-performanta>.**

[6] Guvernul and

79 **României, "Hotărârea nr. 2139/2004 pentru aprobarea Catalogului privind clasificarea și duratele normale de funcționare a mijloacelor fixe,"** no. 2139. pp. 1–

43, 2014. [7]

126 **J. Wong and M. Miller, Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading**

- Third edition, no. 74. 2009. [8] Z. Nagy, A. Feleki, and I. Moiş, "Raport de expertiză Raport de expertiză tehnică privind starea fundațiilor stâlpilor din rețeaua LEA 110kV Baciu – BM3 D.C. cu LEA 110kV Dej – Șomcuta în panoul de întindere între stâlpii 275 - 284 în vederea reproiectării și reconstrucției stâlpilor," no. 1. pp. 1–10, 2016. [9] "Raport semestrial ianuarie - iunie 2016," no. June. CNTEE TRANSELECTRICA SA, 2016. [10] C. N. T.- S.A.,

108 **"Normativ pentru construcția liniilor electrice aeriene de energie electrică cu tensiuni de peste 1000V."**

2004. [11] ISPE-BUC. and ICB, "METODOLOGIE PENTRU DIMENSIONAREA STILPILOR METALICI AI LEA - PE105-90." ICEMENERG București, 1990. [12] ISPE-BUC., "Metodologie pentru proiectarea lucrărilor de reabilitare ale LEA 110 KV.pdf." 1995. [13] ASRO,

13 **"Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel Partea 3-1: 233 Turnuri, piloni și coșuri Turnuri și**

pilon." ASRO, 2007. [14] ASRO,

62 **"Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri."** 2006. [15] ASRO, "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel Partea 1-

8: Proiectarea îmbinărilor." 2006. [16]

174 **"European Committee for Electrotechnical Standardization EN 50341-1."**

p. 233, 2001. [17] A. SEI,

96“**Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures - ASCE 7-16.**” Reston, VA,

2016. [18]

31**P. S. Lee and G. McClure, “Elastoplastic large deformation analysis of a lattice steel tower structure and comparison with full-scale tests,” J. Constr. Steel Res., vol. 63, no. 5, pp. 709–717, 2007,**

28doi: [10.1016/j.jcsr.2006.06.041](https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.06.041).

[19]

6**B. Eltaly, A. Saka, and K. Kandil, “FE simulation of transmission tower,” Adv. Civ. Eng., vol. 2014, 2014,**

doi: [10.1155/2014/258148](https://doi.org/10.1155/2014/258148). [20] S.

12**Roy, S. Fang, and E. C. Rossow, “Secondary Stresses on Transmission Tower Structures,” J. Energy Eng., vol. 110, no. 2, pp. 157–172, 1984,**

doi: [10.1061/\(asce\)0733-9402\(1984\)110:2\(157\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9402(1984)110:2(157)). [21]

11**B. W. Moon, J. H. Park, S. K. Lee, J. Kim, T. Kim, and K. W. Min, “Performance evaluation of a transmission tower by substructure test,” J. Constr. Steel Res., vol. 65, no. 1, pp. 1–11, 2009,**

92doi: [10.1016/j.jcsr.2008.04.003](https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.04.003). [22] M.

E. Electrice, “NORMATIV 1L-1-67

1**PENTRU CONSTRUCȚIA LINIILOR AERIENE DE ENERGIE ELECTRICĂ PESTE 1000 V.”**

OFICIUL DE DOCUMENTARE ȘI PUBLICAȚII TEHNICE, 1967. [23] MSZT, “MAGYAR SZABVÁNY Erősáramú szabadvezetékek 1kV-nál nagyobb névleges feszültségű szabadvezetékek létesítési előírásai,” vol. 2000, no. 5. 2000. [24]

116**ASCE, Design of Latticed Steel Transmission Structures Design of Latticed Steel Transmission Structures**

- ASCE 10-97. 1997. [25] BOIS,

109“**Indian Standard Use of Structural Steel in Overhead Transmission Line Towers - Code of Practice IS 802-**

1-1:2015,” vol. 802, no. August 2015. Bureau of Indian Standards, 2017. [26] S. M. C. Diniz,

176“**Structural reliability: Rational tools for design code development,”**

93**Proc. 2008 Struct. Congr. - Struct. Congr. 2008 Crossing Borders, vol. 314, 2008, doi: [10.1061/41016\(314\)](https://doi.org/10.1061/41016(314))**

78. [27] I. A. Colloquium,

122 **J. Krishnan, V. Kalyanaraman, and D. Menon, "Estimating the reliability of transmission line towers,"**

Distribution, no. July, 2006. 234 [28] H. Li and G. S. Bhuyan,

84 **"An Approach for Quantifying Structural Reliability of Overhead Structures and Its Application in Assessing Risk of Transmission Lines,"**

pp. 0–3. [29] V.

27 **K. Shah, V. R. Panchal, and B. B. Shah,**

27 **"Comparative studies between Indian Standard codes IS 802(Part 1/Sec 1): 2015 and IS 802 (Part 1/Sec 1): 1995 used for overhead transmission line towers,"**

J. Struct. Eng., vol. 45, no. 2, pp. 155–160, 2018. [30]

184 **J. D. Holmes, Wind Loading of Structures.**

2008. [31] D. Bayar,

160 **"Drag coefficients of latticed towers," Struct. Eng., vol. 112,**

no. 2, pp. 417–430, 1986. [32]

41 **C. F. Carril, N. Isyumov, and R. M. L. R. F. Brasil, "Experimental study of the wind forces on rectangular latticed communication towers with antennas," J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.,**

164 **vol. 91, no. 8, pp. 1007– 1022, 2003,**

doi: 10.1016/S0167-6105(03)00049-7. [33]

74 **T. G. Mara, "Influence of Solid Area Distribution on the Drag of a Two-Dimensional Lattice Frame," J. Eng. Mech.,**

136 **vol. 140, no. 3, pp. 644–649, 2014, doi: 10.1061/(asce)em.1943-7889.**

0000681. [34]

16 **T. H. Edgar and E. Sordo, "Structural behaviour of lattice transmission towers subjected to wind load," Struct. Infrastruct. Eng.,**

vol. 13, no. 11, pp. 1462–1475, 2017, doi: 10.1080/15732479.2017.1290120. [35]

70 **E. Tapia-Hernández, S. Ibarra-González, and D. De-León-Escobedo, "Collapse mechanisms of power towers under wind loading," Struct. Infrastruct. Eng.,**

vol. 13, no. 6, pp. 766–782, 2017, doi: 10.1080/15732479.2016.1190765. [36] ANRO,

13 **"Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor Partea 1-4: Acțiuni generale - Acțiuni ale vântului."**

2006. [37] D. Mateescu, "Construcții metalice speciale." Editură Tehnică București, 1962. [38] P. L. Systems, "TOWER – Version 15.5 © Power Line Systems, 2019," 2019. [39]

11 **N. Prasad Rao and V. Kalyanaraman, "Non-linear behaviour of lattice panel of angle towers," J. Constr. Steel Res., vol. 57, no. 12, pp. 1337–1357, 2001,**

doi: 10.1016/S0143-974X(01)00054-2. [40] L. C, O. Y, X. Ma, and M. JE,

51 **"Structural Analysis of Lattice Steel Transmission Towers: A Review," J. Steel Struct. Constr., vol. 2, no. 1, pp. 1–11, 2016, doi: 10.4172/2472-0437.1000114.**

[41] J. R. Dias,

72 **"Analysis and Design of Lattice Steel Towers for Electrical Energy Transport according with the EC3 (EN) and the EN50341- 1,"**

vol. 3, no. 52005, pp. 3–12, 2007. 235 [42] et al. Kamarudin,

83 **"Review on analysis and design of lattice steel structure of overhead transmission tower," Int. J. Adv. Appl. Sci.,**

179 **vol. 5, no. 1, pp. 73–80,**

2018, doi: 10.21833/ijaas.2018.01.010. [43] Gopi Sudam Punse,

140 **"Analysis and Design of Transmission Tower \n," Int. J. Mod. Eng. Res.,**

vol. 4, no. 1,

124 **pp. 116–138, 2014, [Online]. Available: http://www.ijmer.com/papers/Vol4_Issue1/AP41116138.pdf.**

[44]

6 **F. Albermani, S. Kitipornchai, and R. W. K. Chan, "Failure analysis of transmission towers," Eng. Fail. Anal., vol. 16, no. 6, pp. 1922– 1928, 2009,**

doi:

4710.1016/j.engfailanal.2008.10.001. [45] **N. Prasad Rao, G. M. S. Knight, N. Lakshmanan, and N. R. Iyer, "Investigation of transmission line tower failures," Eng. Fail. Anal.,**

vol. 17, no. 5, pp.

301 **1127–1141, 2010, doi: 10.1016/j.engfailanal.2010.01.008. [46] N. Prasad Rao, G. M. Samuel Knight, S. J. Mohan, and N. Lakshmanan, "Studies on failure of transmission line towers in testing," Eng. Struct.,**

vol.

132 **335, pp. 55–70, 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.10.017.**

[47]

182 **P. S. Lee and G. McClure,**

28 **“A general three-dimensional L-section beam finite element for elastoplastic large deformation analysis,”** *Comput. Struct.*, vol. 84, no. 3–4, pp. 215–229, 2006, doi: [10.1016/j.compstruc.2005.09.013](https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2005.09.013).

[48] Y. Zhuge,

63 **J. E. Mills, and X. Ma, “Modelling of steel lattice tower angle legs reinforced for increased load capacity,”** *Eng. Struct.*, vol. 43, pp. 160–168, 2012,

149 doi: [10.1016/j.engstruct.2012.05.017](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.05.017). [49] B. P. N. K.

P. Kryukov, A. I. Kurnosov, Proiectarea și calcul stâlpilor metalice și beton armat din liniile de transport electric aerian. Filiala Leningrad, 1975. [50] F. Dinu,

18 **“CONTRIBUȚII LA STUDIUL COMPORTĂRII STRUCTURILOR METALICE ÎN CADRE MULTIETAJATE CU NODURI SEMI-RIGIDE**

STRUCTURILOR

18 **METALICE ÎN CADRE MULTIETAJATE CU NODURI SEMI-RIGIDE,”** Universitatea Politehnică din **Timișoara, 2004.**

[51] N. Zsolt,

66 **“STUDIUL SOLUȚIILOR CONSTRUCTIVE ȘI PERFORMANȚELOR STRUCTURALE ALE HALELOR UȘOARE CU STRUCTURA REALIZATĂ DIN PROFILE DE OȚEL FORMATE LA RECE,”** Universitatea **Politehnică din Timișoara, 2006.**

[52] www.ideastatica.com, “IDEA StatiCa Connection,” IDEA Statica Connection - Theoretical background, 2017. www.ideastatica.com. [53] F. Wald, L. Sabatka,

133 **and M. Bajer, Benchmark cases for advanced design of structural steel connection. Ceska technika,**

2017. [54] “Consteel 14 Software User Manual.” [Online]. Available: <https://steemit.com/steemstem/@akeelsingh/the-curious-case-of-corrosion-part-2>.

112 **[55] Robert McNeel and associates, “Grasshopper algorithmic modeling for Rhino.”** <https://www.grasshopper3d.com/>. [56]

Á. Kis, “Proiectarea structurilor metalice și simularea acțiunii vântului asupra lor într-un mediu parametric,” Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca, 2020. [57] J. Szalai, M. Juhász, and Á. Kis, “Eingangshalle Hungexpo – parametrische Entwurfs-, Berechnungs- und Nachweismethoden,” BIM 2020, 2020. [58] Z. N. B. Z. A. Agapi, “Mentenanța majoră LEA 220kV : Tihau – Baia Mare Verificarea rezistenței mecanice a stâlpilor,” 2014. [59] B. Zakariás, Z. Nagy, and A. Feleki, “Mentenanță majoră LEA 220kV - Verificarea rezistenței mecanice a stâlpilor,” 2013. [60] A. Feleki, V. Păcurar, and Z. Nagy, “Raport de expertiză tehnică privind starea tehnică a structurii stâlpilor din rețeaua LEA din zona metropolitană Cluj-Napoca 110kV.pdf,” 2017. [61]

21 **R. R. de Souza, L. F. Fadel Miguel, R. H. Lopez, L. F. F. Miguel, and A. J. Torii, “A procedure for the size, shape and topology optimization of transmission line tower structures,”** *Eng. Struct.*, vol. 111, pp. 162–184, 2016, doi:

175 [10.1016/j.engstruct.2015.12.005](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.12.005). [62] A.

Feleki, Z. Nagy, and V. Păcurar, "Studiul structurilor metalice ale stâlpilor liniilor electrice aeriene luând în considerare imperfecțiunile structurale," 2015. [63] S. Rozmaring,

107 "Tăiere cu jet de apă," 2021. <http://debitare-jet-apa.ro/taierea-cu-jet-de-apa>.

[64]

87 "INSTRON: Modulus of Elasticity." <https://www.instron.us/en-us/our-company/library/glossary/m/modulus-of-elasticity>.

[65]

113 "Materiale metalice Încercarea la tracțiune Partea 1: Metodă de încercare (la temperatura ambiantă)."

IRS, 1995. [66]

91 ISO, "Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature ISO 6892-1." 2009.

[67] G. McClure,

94 "Mechanical Security of Overhead Lines, Containing Cascading Failures and Mitigating Their Effects," Cigre Work. Gr. B2.22, no.

October, 2012. [68]

64 P. G. Kossakowski, "Analysis of the void volume fraction for S235JR steel at failure for low initial stress triaxiality," Arch. Civ. Eng., vol. LXIV,

no. 1, pp. 101–115, 2018. 237 [69] I. C. D. Mateescu, D. Roșu, Construcții metalice - exemple de calcul. 1972. [70] M. Kowal and

71 M. Szala, "Diagnosis of the microstructural and mechanical properties of over century-old steel railway bridge components," Eng. Fail. Anal.,

141 vol. 110, no. November 2019, p. 104447, 2020, doi: 10.1016/j.engfailanal.2020.

104447. [71] ASRO,

19 "SR EN 10025-2:2004 Produse laminate la cald din oțeluri de construcții. Partea 2: Condiții tehnice de livrare pentru oțeluri de construcții nealiate."

2004. [72] "British Standard

73 Specification for Hot rolled products of non-alloy structural steels and their technical delivery conditions BS EN 10025:1990," Br. Stand. Inst., 1990.

[73]

55 X. P. Pang et al., "Physical properties of high-strength bolt materials at elevated temperatures," Results Phys., vol. 13, no. November 2018, p. 102156, 2019,

doi: 10.1016/j.rinp.2019.102156. [74]

99K. Kontolati and O. Panagouli, "Numerical investigation of weak axis i profile connections," no. December, 2018.

[75]

34Y. Hu, L. Shen, S. Nie, B. Yang, and W. Sha, "FE simulation and experimental tests of high-strength structural bolts under tension," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 126, pp. 174–186, 2016,

165doi: 10.1016/j.jcsr.2016.07.021.

[76] S.

98Münstermann, Y. Feng, and W. Bleck, "Influencing parameters on elastic modulus of steels," *Can. Metall. Q.*,

vol. 53, no. 3, pp. 264– 273, 2014, doi: 10.1179/1879139514Y.0000000127. [77]

22W. Wang, B. Liu, and V. Kodur, "Effect of Temperature on Strength and Elastic Modulus of High-Strength Steel," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 25, no. 2, pp. 174–182, 2013, doi: 10.1061/(asce)mt.1943- 5533.0000600.

[78] P. M. Talarico and Y. W. Kwon,

104"Hardness and tensile properties of metals subjected to aging conditions," *Multiscale Multidiscip. Model. Exp. Des.*,

159vol. 3, no. 3, pp. 187–200, 2020, doi: 10.1007/

s41939-020-00067-1. [79] G. O. D.-R. PASCU, "Influența fenomenelor de ecrusare și îmbătrânire asupra modului de elasticitate," in A

134XV-a Conferință internațională - multidisciplinară "Profesorul Dorin Pavel - fondatorul hidroenergeticii românești", 2015, pp.

587–594. [80] "Ghid de proiectare și execuție privind protecția împotriva coroziunii." Monitorul Oficial Al României, 2013. [81] M. Dromgool, "Corrosion Management of Elevated Lattice 238 Galvanized Structures," *JPLC Issues Artic.*, vol. June, 2016, [Online]. Available: <https://kta.com/kta-university/corrosion-lattice-galvanized-structures/>. [82]

45R. Landolfo, L. Cascini, and F. Portioli, "Modeling of metal structure corrosion damage: A state of the art report," *Sustainability*, vol. 2, no. 7, pp. 2163–2175, 2010,

doi: 10.3390/su2072163. [83] U. Pk, N. Delhi, and G. S. Palani,

130"Studies on behaviour of steel tubular compression members subjected to accelerated corrosion,"

Proc. First Struct. Integr. Conf. Exhib., no. October, 2018, doi: 10.1007/978-981-10-7197-3. [84] K. Hisazumi, R. Kahno, T. Tominaga, and Y. Shia, "Remaining Capacity Evaluation of Corroded Belt Conveyor Support Structure," no. 115, pp. 109–117, 2017. [85]

145J. Odrobiňák and J. Gocál, "Experimental measurement of structural steel corrosion,"

110 **Procedia Structural Integrity, vol. 13. pp. 1947–1954, 2018, doi: 10.1016/j.prostr.2018.12.**

266. [86]

36 **J. M. R. S. Appuhamy, M. Ohga, P. Chun, S. Furukawa, and P. R. Dissanayake, “Effects of Corrosion on Degradation of Tensile Strength of Steel Bridge Members,” Int. Conf. Struct. Eng. Constr. Manag.,**

no. May 2015, 2013. [87]

68 **L. V. Beaulieu, F. Legeron, and S. Langlois, “Compression strength of corroded steel angle members,” J. Constr. Steel Res., vol. 66, no. 11,**

92 **pp. 1366–1373, 2010, doi: 10.1016/j.jcsr. 2010.05 .006. [88] K. A.**

156 **Oszvald, “Buckling of Corroded Steel Angle Members Under Compression,”**

183 **Budapest University of Technology and Economics,**

2014. [89] A. Feleki and Z. Nagy, “Studies of behavior of lattice steel tower connections subjected to corrosion Modelling of steel lattice transmission towers Conclusions References,” C65 Int. Conf. “Tradition Innov. 65 Years Constr. Transilv., pp. 4–5, 2019, doi: 10.13140/RG.2.2.19828.19846. [90]

56 **M. Ebrahim, “3D Laser Scanners: History, Applications and Future,” L. LAMBERT Acad. Publ., no. October, p. 104, 2016, doi: 10.13140/2.1.3331.3284.**

[91]

53 **R. Pucinotti and M. Tripodo, “The Fiumarella bridge: Concrete characterisation and deterioration assessment by nondestructive testing,” Int. J. Microstruct. Mater. Prop., vol. 4, no. 1, pp. 128–139, 2009,**

doi: 10.1504/IJMMP.2009.028438. [92] M. Marzouk,

90 **“Using 3D laser scanning to analyze heritage structures: The case study of egyptian palace,” J. Civ. Eng. Manag.,**

239

180 **vol. 26, no. 1, pp. 53–65,**

2020, doi: 10.3846/jcem.2020.11520. [93] H.

48 **EI-Din Fawzy, “3D laser scanning and close-range photogrammetry for buildings documentation: A hybrid technique towards a better accuracy,” Alexandria Eng. J., vol. 58, no. 4, pp. 1191–1204,**

2019, doi: 10.1016/j.aej.2019.10.003. [94]

77 **E. Szafranko and J. A. Pawłowicz, “The application of a 3D laser scanner in contemporary education of civil engineering students,”**

85IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng., vol. 251, no. 1, 2017, doi: 10.1088/1757-899X/251/1/

012001. [95] T. S. Corporation, "Tekla Structures 2017 Interoperability," no. March, pp. 1–802, 2017. [96] A. Feleki and Z. Nagy, "Objective and subjective analysis of 110kV overhead transmission line lattice steel towers," in 21st

97International Conference on Civil Engineering and Architecture, 2017, pp.

45–48. [97] A. Feleki and Z. Nagy, "The importance of reliability analysis in the investigation of lattice steel transmission towers," in 22nd

97International Conference on Civil Engineering and Architecture, 2018, pp.

48–51. [98]

131Computers & Structures Inc., "CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge,"

SAP2000 Reference Manual, no. July. p. 556, 2016,

146[Online]. Available: [http://docs.csiamerica.com/manuals/etabs/Analysis Reference .pdf](http://docs.csiamerica.com/manuals/etabs/Analysis%20Reference.pdf).

[99]

39Department of Defence (DoD), "Design of Buildings to Resist Progressive Collapse Unified facility Criteria (UFC) 4-23-03," Ufc 4- 23-03, no. November, 2009, [Online]. Available: <http://dod.wbdg.org>.

[100] BSSC,

128"NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 273,"

1997, doi:

10110.1193/1. 1586092. [101] ASCE, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings FEMA 356,"

2000. [102] A. Gopiram and D. N. Satyam,

33"Dynamic Analysis of Transmission Towers Under Strong Ground Motion,"

no. March, 2010. [103] X. Long, W. Wang, and J. Fan,

119"Collapse Analysis of Transmission Tower Subjected to Earthquake Ground Motion," Model. Simul. Eng., vol. 2018,

2018, doi: 10.1155/2018/2687561. [104] L.

33Pengyun, L. Jiedong, N. Ming, Z. Wanli, and H. Anguo, "Dynamic Response of Power Transmission Towers under Wind Load," 240 Energy Procedia, vol. 17, pp. 1124–1131, 2012,

doi: 10.1016/j.egypro.2012.02.217. [105]

6B. Asgarian, S. Dadras Eslamlou, A. E Zaghi, and M. Mehr, "Progressive collapse analysis of power transmission towers," J. Constr. Steel Res., vol. 123, no. April 2019, pp. 31–40, 2016,

177doi: 10.1016/j.jcsr.2016.04.021.

[106]

35J. M. Adam, F. Parisi, J. Sagaseta, and X. Lu, "Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century," Eng. Struct., vol. 173, no. June, pp. 122–149, 2018,

148doi: 10.1016/j.engstruct.2018.06.082. [107] A.

For, P. Release, and D. Unlimited, "Unified Facilities Criteria (Ufc)," no. May, 2003. [108]

153G. Powell, "Progressive Collapse: Case Studies Using Nonlinear Analysis,"

Struct. Congr., no. 1, 2005. [109]

50D. Dubina, I. Marginean, and F. Dinu, "Impact modelling for progressive collapse assessment of selective rack systems," Thin-Walled Struct., vol. 143, no.

June, p. 106201, 2019, doi: 10.1016/j.tws.2019.106201. [110] I. Marginean, F. Dinu, and R.

102Mach, "INFLUENCE OF MODELING CRITERIA ON THE RESPONSE OF STEEL FRAME STRUCTURES TO COLUMN REMOVAL,"

vol. 64, pp. 1–11, 2019. [111]

117J. P. Den Hartog, Mechanical Vibrations, fourth edition. New York, McGraw-Hill, 1956.

[112]

42Z. Qin, Y. Chen, X. Zhan, B. Liu, and K. Zhu, "Research on the galloping and anti-galloping of the transmission line," Int. J. Bifurc. Chaos, vol. 22, no.

2, pp. 1–34, 2012, doi: 10.1142/S0218127412500381. [113] H. X. K.-J. Z. B. Liu, "A

105study of influencing parameters on conductor galloping for transmission lines," J. Vibroengineering, vol. 16, no. 1, pp.

336–347, 2014. [114]

10A. S. Richardson, "A study of galloping conductors on a 230 kV transmission line," Electr. Power Syst. Res., vol. 21, no. 1, pp. 43–55,

1991, doi: 10.1016/0378-7796(91)90036-M. [115]

26J. Wang and J. L. Lilien, "Overhead electrical transmission line galloping: A full multi-Span 3-DOF model, some applications and design recommendations," IEEE Trans. Power Deliv., vol. 13, no. 3, pp. 909–916, 1998,

doi: 10.1109/61.686992. [116]

46X. Luo, L. Wang, and Y. Zhang, "Nonlinear numerical model with contact for Stockbridge vibration damper and experimental validation," *JVC /Journal Vib. Control*, vol. 22, no. 5, pp. 1217–1227,

241 2016, doi: 10.1177/1077546314535647. [117] V. Alexander, S. Iosif, and L. Jean-Louis,

25"HIGHLY EFFICIENT ANTI- GALLOPING DEVICE TDD FOR TRANSMISSION LINES WITH BUNDLED CONDUCTORS – DEVELOPMENT , TESTS , DESIGN VERSIONS,"

2012. [118] G. A. F. M. F. M. O.

10E. Mateescu, "Upgrading the Romanian 400 kV lines with 2 and 3 subconductors per phase to reduce the risk of galloping occurrence and the galloping amplitudes by the installation of torsional dampers and detuners, live- line procedures," *IEEE*,

vol. 74, pp. 42–46, 2016. [119]

12L. Tian, L. Guo, R. Ma, X. Gai, and W. Wang, "Full-scale tests and numerical simulations of failure mechanism of power transmission towers," *Int. J. Struct. Stab. Dyn.*, vol. 18, no. 9,

2018, doi: 10.1142/S0219455418501092. [120]

54L. Tian, Q. Yu, R. Ma, and C. Wang, "The Collapse Analysis of A Transmission Tower Under Wind Excitation," *Open Civ. Eng. J.*, vol. 8, no. 1, pp. 136–142, 2014,

doi: 10.2174/1874149501408010136. [121] G. H. Mahmoud and B. S. Tork,

115"Structural Capacity and Failure Mechanisms of Transmission Towers under High Intensity Wind Loading,"

vol. 13, no. 5, pp. 25–33, 2016, doi: 10.9790/1684- 1305082533. [122] S.

69D. Eslamlou and B. Asgarian, "Determining critical areas of transmission towers due to sudden removal of members," *Case Stud. Eng. Fail. Anal.*,

vol.

1279, pp. 138–147, 2017, doi: 10.1016/j.csefa.2015.09.005.

[123]

16X. Fu, H. N. Li, and J. Wang, "Failure analysis of a transmission tower subjected to combined wind and rainfall excitations," *Struct. Des. Tall Spec. Build.*,

178vol. 28, no. 10, pp. 1– 19, 2019, doi: 10.1002/tal.

1615. [124] D. Lungu and

67C. Arion, "Extreme Wind and Snow loads for structural design," COST Action C26 Urban habitat Constr. under catastrophic events, vol. WG 4 Meeti, no. November, 2006.

[125]

49J. X. Li, H. N. Li, and X. Fu, "Stability and dynamic analyses of transmission tower-line systems subjected to conductor breaking," Int. J. Struct. Stab. Dyn.,

vol. 17, no. 6, 2017, doi: 10.1142/S0219455417710134. [126] Electroplast, "Conductoare oțel-aluminiu tip ASCR." [127] GSA,

114"General Service Administration Alternate Load Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance,"

pp. 1– 242 203, 2016. [128] Bryan Lanier; William Garrett,

118"Classification of Tower Structures per ANSI/TIA-222-G, IBC and ASCE 7,"

TOWER TIMES, vol. 7, no. May, 2017. [129] T. I. Association, "TIA STANDARD:

139Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas." Telecommunication Industry Association,

2005. [130] M. D.

2BOTEZ, "Acuratețe și eficiență în analiza la colaps progresiv a structurilor multietajate din beton armat," Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca, Facultatea de construcții, 2014.

[131] D. D.

50I. Marginean, F. Dinu, "Progressive collapse assessment of

storage racks due to localized failures. Explicit consideration of dynamic effects," SDSS 2019, 2019. [132] F. Fu,

44"3-D nonlinear dynamic progressive collapse analysis of multi-storey steel composite frame buildings - Parametric study," Eng. Struct., vol. 32, no. 12, pp. 3974–3980, 2010, doi: 10.1016/j.engstruct.2010.09.008.

[133] K. T.

2F. Dinu, D. Dubină, I. Petran, I. Mărginean, A. Handabut, "Modelarea interacțiunii dintre grinzile metalice și planșeul din beton armat la structuri în cadre solicitate la acțiuni accidentale," AICPS Rev., vol. 3, pp. 23–31, 2013. [134] M. I, D. F, D. D, and D. Z, "Comportarea îmbinărilor cadrelor multietajate în urma cedării accidentale a unui stâlp," AICPS Rev., vol. 3, pp. 7–13, 2013.

243 LISTA FIGURILOR Figura 2-1 Rețeaua Electrică de Transport din România 21 Figura 2-2 Perioada de punere în funcțiune a LEA din cadrul C.N.T.E.E. Transelectrica [4] Notă: valoarea pentru LEA 110kV referă numai pentru linii de interconexiune cu sistemele țării vecine 22 Figura 2-3 Stâlp de întindere în colț cedat în județul Satu Mare, 2005 . 25 Figura 2-4 Stâlp portal de 400 kV cedat din cauza furtului de material, 2013 26 Figura 2-5 Stâlpi prăbușiți dintr-o linie de 400 kV în județul Tulcea, 2014 27 Figura 2-6 Stâlpi cedați în urma furtunii din 2016 iunie, județul Cluj [8] 27 Figura 2-7 Stâlpi

cedați în județul Mureș, 2016	28	Figura 2-8 Stâlpi cedați în județul Vaslui, 2017	29
.....	29	Figura 2-9 Stâlpi cedați în județul Timiș, 2017	30
30 Figura 2-10 Stâlp cedat în județul Maramureș, 2017	30	Figura 2-11 Stâlp dărâmat în județul Tulcea, 2018	31
.....	31	Figura 2-12 Stâlp căzut în județul Timiș, 2018.....	32
.....	32	Figura 2-13 Harta de daune a rețelelor LEA.....	33
.....	33	Figura 3-1 Interpretarea îmbinărilor conform SR-EN 1993-3-1 [13]	38
.....	38	Figura 3-2 Zonare țării conform normativ P-4-1960 [12]	40
.....	40	Figura 3-3 Zonare țării conform normativului 1L-1-67 [12]	41
.....	41	Figura 3-4 Zonare țării conform normativ PE 104/85 [12]	42
.....	42	Figura 3-5 Zonarea țării conform normativ NTE0030400 [12].....	42
.....	42	Figura 3-6 Configurația structurală a stâlpului ICn 110213	47
.....	47	Figura 3-7 Variația încărcărilor de vânt în funcție de normative.....	51
.....	51	Figura 3-8 Configurații diferite pentru un coeficient de umplere constant de 24.3% - Mara [33]	52
.....	52	Figura 3-9 Raport structural între montanți și diagonale.....	53
.....	53	Figura 3-10 Diagrama coeficientului de umplere în funcție de înălțime și direcția vântului	54
.....	54	Figura 3-11 Efectul de orografie conform SR EN 1991-1-4, Anexa A3 [36]	55
.....	55	Figura 3-12 Diferite condiții pentru capetele barelor în definirea coeficientului de zveltețe adimensional de calcul, în programul de calcul conform EN 50341-1	58
.....	58	Figura 3-13 (a) nod 3D cu 8 noduri cu integrare redusă tip C3D8r, (b) configurație de șurub - Yan Zhunge [48]	60
.....	60	244 Figura 3-14 Comparația metodelor de calcul – Xing Ma, Mills JE [40]..	60
.....	60	Figura 3-15 Metoda grafico-analitică – K.P. Kryukov, 1975 [49]	61
.....	61	Figura 3-16 Schema de încărcare a momentului de răsucire – Mateescu, 1962 [37].....	62
.....	62	Figura 3-17 Rotirea greșită (a) și corespunzătoare a montanților (b) ..	63
.....	63	Figura 3-18 Procentul de solicitare structurală în funcție de rotirea greșită (a) și corespunzătoare a montanților (b)	64
.....	64	Figura 3-19 Excentricitatea montantului	65
.....	65	Figura 3-20 Rezultatele analizei de flambaj pentru montanți cu excentricitate în funcție de capete.....	66
.....	66	Figura 3-21 Diferite configurații ale consolei stâlpului SN220251.....	67
.....	67	Figura 3-22 Diferența între momentul încovoietor în funcție de configurația consolei.....	68
.....	68	Figura 3-23 Rezultatele analizei de flambaj pentru console cu configurații de capete diferite.....	68
.....	68	Figura 3-24 Clasificarea îmbinărilor după rigiditate	70
.....	70	Figura 3-25 – Clasificarea îmbinărilor după rezistență	71
.....	71	Figura 3-26 – Clasificarea îmbinărilor după ductilitate.....	72
.....	72	Figura 3-27 Detalii constructive pentru îmbinările stâlpilor LEA.....	72
.....	72	Figura 3-28 Prinderea excentrică a diagonalelor - PE 105-90.....	73
.....	73	Figura 3-29 Metoda CBFEM, combinația între metoda componentelor și metoda elementelor finite– www.ideastatica.com [51].....	74
.....	74	Figura 3-30 Îmbinările calculate pentru stâlpul ICn 110213 folosind metoda CBFEM.....	77
.....	77	Figura 3-31 Harta tensiunilor și deformațiilor plastice pentru îmbinarea J2.....	80
.....	80	Figura 3-32 Diferite configurații de îmbinări de continuizare, analizate în Idea StatiCa.....	83
.....	83	Figura 3-33 Îmbinare de continuizare cu plăci de capăt - (a) Fotografie de teren în Letonia (colecție personală), (b) detaliu din [49]	84
.....	84	Figura 3-34 Diagrame de moment rotire pentru îmbinările încărcate cu moment încovoietor în direcția My (1) și Mz (2)	85
.....	85	Figura 3-35 Codul Grasshopper pentru modelarea stâlpului ICn 110213 [55]	87
.....	87	Figura 3-36 Introducerea parametrilor de bază în cod Grasshopper [55]	87
.....	87	Figura 3-37 Diferite configurații realizate cu ajutorul codului Grasshopper.....	88
.....	88	Figura 3-38 Grinzi zăbrele dimensionate și optimizate parametric [55]	89
.....	89	245 Figura 4-1 Configurația stâlpilor LEA în funcție de coronament	91
.....	91	Figura 4-2 Lista stâlpilor verificați de autor, în funcție de tensiunea rețelei și a coronamentului	92
.....	92	Figura 4-3 Stâlp tip brad	

7694 **Figura 4-4** Stâlp tip Y

..... **94 Figura 4-5** Stâlp tip

brad **95 Figura 4-6** Stâlp tip Y

..... **95 Figura 4-7** Stâlp tip

portal..... **95 Figura 4-8**

Schema statică a diagonalelor	103	Figura 4-9 Geometrie optimizată cu algoritmul SA conform [60]	104
.....	104	Figura 4-10 Procentul cel mai mare de solicitare structurală u_{max} (a) și rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj (b) pentru stâlpul ICnY220131.....	108
.....	108	Figura 4-11 Procentul cel mai mare de solicitare structurală u_{max} (a), primul mod de pierdere de stabilitate (b) și rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj (c) pentru stâlpul Sn220251	109
.....	109	Figura 4-12 Procentul cel mai mare de solicitare structurală u_{max} (a) și rezultatele analizei de sensibilitate la flambaj (b) pentru stâlpul PAS220	

.....	110	Figura 4-13
Deformații în analiză de flambaj comparat cu deformații pe teren pentru stâlp ICn110231		
.....	111	Figura 4-14 Primul mod de pierdere de stabilitate pentru ICn110132 (a) și Sn110201 (c), respectiv rezultatul analizei de sensibilitate la flambaj pentru ICn110132 (b) și Sn110201 (d)
.....	112	Figura 5-1 Elemente structurale îndepărtate din stâlpi cedați
.....	115	Figura 5-2 Forma și dimensiunile epruvetei
.....	116	Figura 5-3 Mașină pentru testarea la tracțiune INSTRON 8801 cu capacitate de 100 kN
.....	117	Figura 5-4 Epruvete după încercare
.....	117	Figura 5-5 Grosimea stratului de vopsea din epruvete pentru stâlp A și B
.....	118	Figura 5-6 Diagrama caracteristică σ - ϵ pentru epruvetele din stâlp A
.....	118	Figura 5-7 Diagrama caracteristică σ - ϵ pentru epruvetele din stâlp B
.....	120	Figura 5-8 Șuruburi din îmbinarea între tronsonul IV-III, stâlp A
.....	122	Figura 5-9 Îmbinare de continuizare desfăcută din stâlp B, model din Idea StatiCa
.....	122	Figura 5-10 Epruvete realizate din șuruburi din stâlp A și stâlp B
.....	123	246 Figura 5-11 Diagrama caracteristică σ - ϵ pentru epruvetele de șuruburi din stâlp A
.....	123	Figura 5-12 Diagrama caracteristică σ - ϵ pentru epruvetele de șuruburi din stâlp B
.....	124	Figura 5-13 Curbe caracteristice pentru șuruburi, pe baza studiilor diferite
.....	125	Figura 5-14 Debitarea și încercarea epruvetelor pentru determinarea modulului de elasticitate
.....	126	Figura 5-15 Diagrama caracteristică σ - ϵ pentru epruvetele de șuruburi din stâlp B
.....	126	Figura 5-16 Tipurile coroziunii
.....	129	Figura 5-17 Diferite zone sensibile la formarea ruginii – colecție personală de fotografii al autorului
.....	130	Figura 5-18 Corniere corodate la încercare la compresie - [86]
.....	132	Figura 5-19 Grosimea corodată a cornierului L80x8 din stâlp B
.....	133	Figura 5-20 Configurația structurală stâlp B
.....	134	Figura 5-21 Geometria modelelor structurale în funcție de bare corodate
.....	135	Figura 5-22 Procentul de solicitare structurală a stâlpului corodat și necorodat
.....	136	Figura 5-23 Îmbinările analizate la efectul coroziunii
.....	137	Figura 5-24 Îmbinare modelată cu coroziuni în puncte din stâlp B
.....	138	Figura 5-25 Harta tensiunilor și deformațiilor specifice plastice ale îmbinărilor cu coroziune uniformă din stâlp B
.....	139	Figura 5-26 Procedura de scanare laser (a), Norul de puncte (b), Suprapunerea modelului scanat pe model inițial (c), realizat de autor în [61]
.....	141	Figura 5-27 Aparatul de scanare (a), bila de referință (b), norul de puncte (c)
.....	142	Figura 5-28 Axonometria stâlpului scanat în programul de calcul Consteel
.....	143	Figura 5-29 Geometria deformată a montanților stâlpului scanat
.....	144	Figura 5-30 Vedere laterală, superioară și 3D a consolelor stâlpului scanat
.....	145	Figura 5-31 Abatere între configurația modelului inițial (a) și modelul scanat din
.....	146	Figura 5-32 Utilizările structurale pentru stâlpul cu geometria perfectă (a) respectiv pentru modelul scanat, calculat la combinația N2 (b) și combinația de exploatare (c)
.....	147	247 Figura 6-1 Rezultatul forțelor axiale din analiza elastică pentru diferite regimuri de calcul
.....	151	Figura 6-2 Analiză de sensibilitate la flambaj pentru ICn-3 110213
.....	152	Figura 6-3 Analiză de sensibilitate la flambaj pentru ICn 110213
.....	153	Figura 6-4 Analiză de sensibilitate la flambaj pentru ICn+6 110213
.....	154	Figura 6-5 Modurile de vibrații pentru Sn-6 110104
.....	161	Figura 6-6 Modurile de vibrații pentru Sn 110104
.....	161	Figura 6-7 Modurile de vibrații pentru Sn+6 110104
.....	162	Figura 6-8 Modurile de vibrații pentru ICn-3 110213
.....	162	Figura 6-9 Modurile de vibrații pentru ICn 110213
.....	163	Figura 6-10 Modurile de vibrații pentru ICn+6 110213
.....	163	Figura 6-11 Modurile de vibrații pentru ICn-6 220232
.....	164	Figura 6-12 Modurile de vibrații pentru ICn 220232
.....	165	Figura 6-13 Modurile de vibrații pentru ICn+6 220232
.....	165	Figura 6-14 Frecvența naturală fundamentală în funcție de diferite tipuri, capacități și înălțimi de stâlpi LEA
.....	166	Figura 6-15 Diagrama forțelor axiale din analiza elastică pentru stâlpi cu bare eliminate
.....	169	Figura 6-16 Procentele de solicitare structurală din analiza elastică pentru stâlpii cu bare eliminate
.....	169	Figura 6-17 Tipurile de depunere de chiciură pe conductoare, studiat de [7]
.....	171	Figura 6-18

82(M1=mode 1, M2=mode 2, M3=mode 3)

Sisteme de prevenire a fenomenului de balansare	172	Figura 6-19	Setările articulației plastice axiale pentru profil L60x6 în SAP2000
.....	174	Figura 6-20	Relații generalizate de forță deplasare pentru descrierea criteriilor de acceptare din FEMA
365.....	174	Figura 6-21	Curbe de capacitate pentru montanți ICn 110213.....
.....	176	Figura 6-22	Curbe de capacitate pentru diagonalele comprimate din față ICn 110213
.....	177	Figura 6-23	Curbe de capacitate pentru diagonalele comprimate laterale L60x6 ICn 110213
.....	177	Figura 6-24	Curbe de capacitate pentru montanți și diagonale din ICn-3 110213
.....	180	Figura 6-25	Curbe de capacitate pentru montanți ICn+6 110213.....
.....	181	Figura 6-26	Curbe de capacitate pentru diagonalele comprimate ICn+6 110213
.....	182	Figura 6-27	Articulațiile plastice în SAP2000 pentru stâlp ICn110213
.....	184	248	Figura 6-28
.....	185	Figura 6-29	Diagrama Pushover pentru stâlp ICn 110213 în funcție de capacitățile îmbinărilor și a barelor.....
.....	185	Figura 6-30	Evoluția articulațiilor plastice pentru îmbinările structurii
.....	186	Figura 6-31	Evoluția articulațiilor plastice pentru barele structurii ...
.....	187	Figura 6-32	Parametri de inelasticitate CAD=drifty/driftu și SAR=Vbază.final/Vbază.calcul
.....	189	Figura 6-33	Procesul de cedare și formarea articulațiilor plastice critice ale stâlpului
.....	190	Figura 6-34	Curbe Pushover pentru ICn-3 110213 H=25,7 m în funcție de rigiditatea îmbinărilor.....
.....	190	Figura 6-35	Procesul de cedare și formarea articulațiilor plastice critice ale stâlpului
.....	192	Figura 6-36	Curbe Pushover pentru ICn 110213 H=28,7 m în funcție de rigiditatea îmbinărilor.....
.....	192	Figura 6-37	Procesul de cedare și formarea articulațiilor plastice critice ale stâlpului ICn+6 110213 în funcție de rigiditatea îmbinării
.....	193	Figura 6-38	Curbe Pushover pentru ICn+6 110213 H=34,7 m în funcție de rigiditatea îmbinărilor.....
.....	194	Figura 6-39	Diagrame Pushover pentru ICn 110213 cu îmbinări articulate în funcție de înălțime.....
.....	196	Figura 6-40	Diagrame Pushover pentru ICn 110213 cu îmbinări semirigide în funcție de înălțime
.....	197	Figura 6-41	Diagrame Pushover pentru ICn 110213 cu diagonale articulate și montanți continui în funcție de înălțime
.....	197	Figura 6-42	Diagrame Pushover pentru ICn 110213 cu îmbinări rigide, în funcție de înălțimi
.....	198	Figura 6-43	Direcțiile principale de vânt pentru care s-au calculat reacțiile de bază
.....	199	Figura 6-44	Viteze maxime de vânt în România – D. Lungu și C. Arion, COST Action C26
.....	200	Figura 6-45	Reacțiunile din acțiunea vântului în diferite direcții pentru ICn-3 110213
.....	201	Figura 6-46	Reacțiunile din acțiunea vântului în diferite direcții pentru ICn 110213
.....	202	Figura 6-47	Reacțiunile din acțiunea vântului în diferite direcții pentru ICn+6 110213
.....	202	Figura 6-48	Distribuția articulațiilor plastice în funcție de direcția vântului
.....	204	249	Figura 6-49
.....	204	Figura 6-50	Rețea LEA cu 5 stâlpi, cu deschideri nominale de an=275 m
.....	206	Figura 6-51	Încărcări gravitaționale din conductoare active și de protecție.....
.....	207	Figura 6-52	Curbe Pushover din modelul cu rețea pentru stâlpi cu diferite înălțimi
.....	208	Figura 6-53	Distribuția primelor articulații plastice pentru stâlpi în rețea
.....	209	Figura 6-54	Procesul de formare a articulațiilor plastice critice pentru rețea, analiza rulată pentru stâlpul ICn-3 110213
.....	210	Figura 6-55	Clasificarea structurilor tip turn [127] în funcție de clasa de risc.....
.....	212	Figura 6-56	(a) Diagrama de efort axial, (b) analiza de sensibilitate la flambaj, (c) calcul și clasificarea îmbinărilor, (d) formarea primelor articulații plastice, (e) evoluția articulațiilor plastice ultime pentru stâlpul Sn-6 110104
.....	215	Figura 6-57	(f) ADN Time History – Evoluția cedării progresive a stâlpului Sn-6 110104
.....	216	Figura 6-58	Cedarea stâlpului Sn-6 110104 pe teren - Colecție de fotografii personale
.....	216	Figura 6-59	Curba timp – deplasare orizontală pentru stâlp Sn-6 110104
.....	217	Figura 6-60	(a) Diagrama de efort axial, (b) analiza de sensibilitate la flambaj, (c) calcul și clasificarea îmbinărilor, (d) formarea primelor articulații plastice, (e) evoluția articulațiilor plastice ultime pentru stâlpul Sn 110104
.....	218	Figura 6-61	Curba timp – deplasare orizontală pentru stâlp Sn 110104

.....	218	Figura 6-62 (f)
ADN Time History – Evoluția cedării progresive a stâlpului Sn 110104		
.....	219	Figura 6-63 Cedarea stâlpului Sn 110104 pe teren - Colecție de fotografii personale.....
.....	219	Figura 6-64 Curbe timp-deplasare pentru diferite FRcs pentru stâlp ICn110213, diagonală inferioară laterală eliminată.....
.....	222	Figura 6-65 ADN Time History – Evoluția articulațiilor plastice pentru diferite valori de FRsc pentru diagonala inferioară laterală
.....	224	Figura 6-66 Valorile FRsc pentru elementele principale din stâlp ICn 110213
.....	226	250 LISTA TABELELOR
Tabelul 2-1 Perioada construcțiilor și a lungimii totale a rețelelor electrice de transport [5] Notă: valoarea pentru LEA 110kV referă numai pentru linii de interconexiune cu sistemele țărilor vecine.....	22	
Tabelul 2-2 Distribuția liniilor 110 kV în interiorul țării – lungimi, perioada de construcție a liniilor [5].....	23	
Tabelul 2-3 Tabelul de însumare a stâlpilor cedați în România.....	33	
Tabelul 3-1 Încărcările conform normativ P-4-1960 [12].....	40	
Tabelul 3-2 Zonarea țării conform normativului 1L-1-67 [12].....	42	
Tabelul 3-3 Zonarea țării conform normativ PE 104/85 [12].....	42	

17 Tabelul 3- 4 Presiunea dinamică de bază dată de vânt pe

baza NTE 0030400 [10].....	43	Tabelul 3-5
Diferența încărcărilor de vânt în funcție de normative	44	Tabelul 3-6 Încărcarea din vânt pe stâlp ICn110213.....
.....	50	Tabelul 3-7 Valoarea coeficienților în funcție de înălțimea stâlpului pentru încărcarea de vânt.....
.....	55	Tabelul 3-8 Rezistențe admisibile conf. Mateescu C-ții metale speciale [37]
.....	56	Tabelul 3-9
Coeficientul de subțirime din normativul 1L-1-67 [22]	57	Tabelul 3-10 Momentul încovoietor în funcție de excentricitatea profilului.....
.....	73	
Tabelul 3-11 Încărcările de calcul și rezultatele analizelor numerice pentru îmbinări.....	78	Tabelul 3-12 Capacitatea maximă de moment încovoietor pentru îmbinările de continuizare.....
.....	79	Tabelul 3-13 Rezultatele analizei de rigiditate pentru îmbinările studiate
.....	80	Tabelul 3-14
Capacitatea ultimă pentru forța axială a îmbinărilor din categoria I.....	81	Tabelul 3-15 Rezultatele analizei de rigiditate pentru îmbinările de continuizare
.....	85	Tabelul 4-1 Combi-națiile de încărcări în funcție de rolul stâlpului.....
.....	93	Tabelul 4-2 Coeficienții parțiali de siguranță conform [10].....
.....	96	Tabelul 4-3 Informații de bază ale stâlpilor tip Y, 220 kV.....
.....	97	Tabelul 4-4 Informații de bază ale stâlpilor tip Y, 220 kV.....
.....	98	Tabelul 4-5 Informații de bază ale stâlpilor tip brad, 220 kV.....
.....	99	Tabelul 4-6 Informații de bază ale stâlpilor tip brad, 110 kV.....
.....	100	251
Tabelul 4-7 Informații de bază ale stâlpilor tip brad, 110 kV	101	Tabelul 4-8 Informații de bază ale stâlpilor tip portal
.....	102	Tabelul 4-9 Rezultatele verificărilor de rezistență și flambaj pentru stâlpii LEA
.....	105	Tabelul 5-1
Dimensiunile epruvetelor.....	116	Tabelul 5-2 Rezultatele încercărilor la întindere pentru corniere din stâlp A
.....	119	Tabelul 5-3
Rezultatele încercărilor la întindere pentru corniere din stâlp B	120	Tabelul 5-4
.....	121	Tabelul 5-5 Rezultatele încercărilor la întindere pentru șuruburile din stâlp A
.....	123	Tabelul 5-6 Valorile nominale pentru fyb și fub a șuruburilor conform SR- EN 1993-1-8 [15]
.....	124	Tabelul 5-7 Rezultatele încercărilor la întindere pentru șuruburile din stâlp B
.....	124	Tabelul 5-8 Rezultatele încercărilor pentru determinarea modului de elasticitate.....
.....	127	Tabelul 5-9
Măsurători pe teren despre grosimea cornelor corodate	134	Tabelul 5-10
Rezultatele analizelor elastice pentru stâlpul B în stare necorodată și corodată	136	Tabelul 5-11 Rezultatele analizelor pe îmbinările cu coroziune uniformă și în puncte pentru îmbinările principale din stâlp B
.....	138	Tabelul 5-12 Deformații măsurate pe stâlpul scanat.....
.....	144	Tabelul 5-13 Clasificarea structurilor LEA, implementată de autor în [95], [96]
.....	148	Tabelul 6-1
Proprietățile de bază ale stâlpului ICn 110213.....	150	Tabelul 6-2 Rezultatele analizelor elastice pentru ICn-3 110213 cu Hstâlp=25.7 m.....
.....	156	Tabelul 6-3 Rezultatele analizelor elastice pentru ICn 110213 cu Hstâlp=28.7 m.....
.....	157	Tabelul 6-4 Rezultatele analizelor elastice pentru ICn 110213 cu Hstâlp=34.7

m.....	158	Tabelul 6-5 Proprietăți geometrice și descrierea simbolurilor folosite în
tabele.....	159	Tabelul 6-6
Capacitatea îmbinărilor și barelor din analiza Pushover.	185	Tabelul 6-7 Capacitatea critică în funcție de rigiditatea îmbinărilor pentru ICn-3 110213
.....	191	252 Tabelul 6-8 Capacitatea critică în funcție de rigiditatea îmbinărilor pentru ICn 110213
.....	193	Tabelul 6-9 Capacitatea critică în funcție de rigiditatea îmbinărilor pentru ICn+6 110213
.....	194	Tabelul 6-10 Capacitatea maximă a stâlpilor cu îmbinări articulate în funcție de înălțime
.....	196	Tabelul 6-11 Capacitatea maximă a stâlpilor cu îmbinări semirigide în funcție de înălțime
.....	197	Tabelul 6-12 Capacitatea maximă a stâlpilor cu îmbinări articulate pentru diagonale și continui pentru montanți, în funcție de înălțime
.....	198	Tabelul 6-13 Capacitatea maximă a stâlpilor cu bare continue în funcție de înălțime
.....	198	Tabelul 6-14 Reacțiunile din acțiunea vântului în trei direcții principale pentru ICn 110213 cu diferite înălțimi.....
.....	203	Tabelul 6-15 Rezultatele analizelor Pushover pentru diferite direcții de vânt
.....	205	Tabelul 6-16 Caracteristici fizico-mecanice ale conductoare tip ACSR
.....	206	Tabelul 6-17
Capacitatea maximă a stâlpilor din rețeaua modelată cu conductoare.....	208	Tabelul 6-18
Deplasările stâlpilor din rețea în etape diferite	210	Tabelul 6-19 Coeficienții parțiali de siguranță conform NTE 0030400
.....	220	Tabelul 6-20
Relația între valoarea modificată coeficienților de siguranță și FRsc	223 Tabelul 6-21 Valorile FRsc pentru montanți comprimați și întinși
.....	224	Tabelul 6-22 Valorile FRsc pentru diagonalele superioare, inferioare laterale și din față.....
253 254 ANEXA A. CALCULUL ÎMBINĂRII DIAGONALEI L45X4 DE MONTANT L70X7	255 256 257 258	
259 ANEXA B. CALCULUL ÎNCĂRCĂRILOR SPECIFICE ȘI A TRACȚIUNII MAXIME PENTRU STĂLP ICN 110213 U ?? 110 kV zona A alt < 800 m Modul de elasticitate a oțelului daN ?? 10N 100 °C ? 1?373.15K 4 daN EOI ?? 1.96?10 ? mm 2 Modul de elasticitate a aluminiului 4 daN EAI ?? 0.55?10 mm 2 Greutatea specifica a oțelului ? OI ?? 7.85?10 ? 3 daN ? m? mm 2 ? Greutatea specifica a aluminiului ? 3 daN ? AI ?? 2.7?10 mmm 2 Grosimea chiciurii d ch ?? 22 mm Greutatea specifica a chiciurii ? 3 daN ? ch ?? 0.75?10 ? kN m?mm 2 ? 7.50? m 3 Diametrul conductorului d ctr ?? 19.2 mm Aria conductorului A ctr ?? 215.5 mm 2 Aria aluminiului A AI ?? 183.8 mm 2 Aria oțelului A OI ?? 31.67 mm 2 Temperatura la care a fost construit conductorul ? f ?? 15 Temperatura de chiciura Temperature minima ? ch ?? ? 5 ? m ?? ?30 260 Rezistența la rupere Coeficientul de dilatare liniara daN ?rupAI ?? 17 mm 2 ? 5 ?AI ?? 2.3?10 ? 5 ?OI ?? 1.15?10 Condiții climatice ?min ?? (?30) °C Presiunea dinamică la vânt maxim vmax ?? 25 m s daN pv ?? 30 m 2 Presiunea dinamică la vânt în prezenta chiciurii vch ?? 20 m s daN pv_ch ?? 12 m 2 daN ?rupOI ?? 117 mm 2 1 °C 1 °C ?max?? 40°C Coeficientul aerodinamic c tc ?? 1.10 - pt. diametrul cond. mai mare de 20 mm c tc_ch ?? 1.20 Forta de rupere nominala(tabel SF 35-1999)		

17 Coeficientul de rafala si neuniformitate a vantului pe conductor

Deschidere între stalpi Ncr Ncr fy ?? Actr ? 312.483? mm 2 Grutatea proprie a conductorului N cr ?? 67.34 kN ? c ?? 1.75 a ?? 275 m ? 3 kN gctr ?? ? AI?AAI ? ? OI?AOI ? 7.449? 10 ? m 261 a) Greutatea specifica a conductorului (g1) gctr daN ? ctr ?? Actr ? 3456.470998? m 3 b) Sarcina specifica datorita greutatii chiciurii (g2) gch_ctr ?? ??dch??dctr ? dch??ch daN ? 2.136? m gch_ctr daN ? ch_ctr ?? Actr ? 0.00991? mmm 2 c) Sarcina specifica proprie si datorita incarcarii cu chiciura (g3) daN gp_ch ?? gctr ? gch_ctr ? 2.881? m gp_ch daN ? p_ch ?? Actr ? 0.01337? ? ? m? mm 2 d) Sarcina specifica datorita presiunii vantului (g4) daN gv ?? ctc??c?pv?dctr ? 1.109? m g ? v daN v ?? ? 0.00515? Actr m?mm 2 e) Sarcina specifica la vant si chiciura (g5) gv_ch ?? ctc??c?pv_ch ??dctr ? ??dch ? daN ? 1.46? m gv_ch daN ? v_ch ?? Actr ? 0.00677? m?mm 2 f) Sarcina speciala totala, fara chiciura (g6) gsp ?? gctr ? gv ? 1.336? 2 2 daN m gsp daN ? sp ?? ? 0.00620? Actr mmm 2 262 g) Sarcina speciala totala in prezenta chiciurii si a vantului (g7) gsp_ch_v ?? gp_ch ? gv_ch ? 3.229? 2. 2 daN m gsp_ch_v daN ? sp_ch_v ?? Actr ? 0.01499? mmm 2 Modulul de elasticitate al conductorului AI-OI 185/32 EAI?AAI ? EOI?AOI N Ectr ?? Actr ? 75713.782? mm 2 Coeficient de dilatare liniara al conductorului AI-OI AAI n ?? ? 5.804 AOI ?OI?EOI ? n??AI?EAI ? ?? EOI ? n?EAI ? 0.0000186 Calculul rezistentei admisibile Ks ?? 2 coeficient de siguranta care depinde de tracionarea conductorului ?rupAI daN ?adm.AI ?? K ? 8.5? s mm 2 ?rupOI daN ?adm.OI ?? K ? 58.5? s mm 2 Dimensionarea deschiderii critice Eforturile suplimentare care apar in conductoarele de aluminiu, datorita diferentei dintre temperatura de fabricatie $\theta.f$ si temperatura de stare $\theta.ch$ respectiv $\theta.m$: ?AI ?? ???AI ? ?????ch ? f?EAI ? 0.481? daN2 mm ?AI ?? ???AI ? ???m ? f?EAI ? 1.083? daN2 mm 263 - la temperatura de -5 gr. C - la temperature de -30 gr. C Efortul unitar pe care poate sa-l preia aluminiul: daN ?adm.AI ?? ?adm.AI ? ?AI ? 8.019? mm 2 - la temperature de -5 gr. C daN ?"adm.AI ?? ?adm.AI ? ?AI ? 7.417? - la temperature de -30 gr. C mm 2 Eforturile unitare pentru intregul conductor Ectr daN ?adm.ch ?? EAI ??adm.AI ? 11.039? mm 2 Ectr daN ?adm.?m ?? EAI ??adm.AI ? 10.211? mm 2 3 daN ? ?m ?? ? ctr ? 3.456? 10 ? ? ?AI??ch ? ?m? m 3 acr ?? 24?? ? ? 229.483m ? ?? ? v_ch ? 2 ? ? ?m ?2? ??? ?adm.ch ?? ? ? ?adm.?m?? ? Sageata corespunzatoare efortului unitar (vant si chiciura) a ?? v_ch 2 fch_v ?? 8.? adm.ch ? 5.801m Sageata corespunzatoare efortului unitar (chiciura fara vant) a ?? p_ch 2 fp_chi ?? 8.? adm.ch ? 11.447m Efortul maxim de prindere a conductorului, in conditii de chiciura si vant: ? daN A ?? ? adm.ch ? fch_v ?? ch ? 11.043? mm 2 Tractiunea maxima in conductor Tmax ?? ?A?Actr ? 23.798?kN 264

ANEXA C. FOTOGRAFII DE TEREN Fotografii următoare fac parte din colecția personală a autorului: Figura C-1 Îmbinare de bază și fundație cedată Figura C-2 Îmbinare de continuizare cedată 265 Figura C-3 Îmbinare principală cedată între tronsoane Figura C-4 Îmbinare ruptă la secțiunea netă a cornierului 266 Figura C-5 Îmbinare corodată între bare secundare și diagonală Figura C-6 Componentele îmbinării desfăcute 267 Figura C-7 Bare corodate a îmbinării și fundației stâlpului Figura C-8 Fundație ruptă în urma cedării stâlpului 268 LISTA PUBLICAȚIILOR

158 **Challenges in structural designing of egg-shaped steel structure;**

19th IABSE Congress Stockholm; Attila Feleki, Zsolt Nagy; 2016; IABSE Congress Report; ISBN 978-3-85748-144-4, pg. 2242 Structural analysis of overhead electrical lattice steel towers;

144 **Proceedings of the XXlth international scientific conference of young engineers;**

Feleki Attila; 2016; Papers on technical science; ISSN 2393- 1280; Pg. 165-168 How to transform a grain warehouse into a modern office building?;

173 **20th international conference on civil engineering and architecture;**

Zsolt Nagy, Attila Feleki; 2016; Pg. 194-197 ISSN 1843-2123 Objective and subjective analysis of 110KV overhead transmission line lattice steel towers; 21st international conference on civil engineering and architecture; Feleki Attila, Nagy Zsolt; 2017; Pg. 45-48; ISSN 1843-2123 The importance of reliability analysis in the investigation of lattice steel transmission towers; 22nd international conference on civil engineering and architecture; Feleki Attila, Nagy Zsolt; 2018; Pg. 48-51; ISSN 1843-2123 Studies of behavior of lattice steel tower connections subjected to corrosion; C65

78 **International Conference, Tradition and Innovation 65th Years of Higher Education in Civil Engineering in Transylvania;**

Feleki Attila, Nagy Zsolt; 2018; Pg. 137-139; ISBN 978-606-737-326-4 Probleme particulare de proiectare la un complex industrial având grinzi cu deschideri mari și stâlpi zvelți; Construieste cu Steel,

18 **Lucrările celei de-a XIV -a Conferințe Națională de Construcții Metalice;**

Zs. Nagy, A. Feleki, B. Zakariás, D. Candale; 2015; Pg. 537-545; 269 Studiul structurilor metalice ale stâlpilor liniilor electrice aeriene luând în considerare imperfecțiunile structurale; Construieste cu Steel,

18 **Lucrările celei de-a XIV -a Conferințe Națională de Construcții Metalice;**

A. Feleki, Zs. Nagy, V. Păcurar; 2015; Pg. 371-379; ISBN 978-973-713-334-2; ISSN 2559-0812; ISSN-L 2559-0812 Cercetări privind analize structurale ale stâlpilor liniilor electrice aeriene; 15 CONMET - Lucrările cele de-a 15

151 **-a conferințe naționale de construcții metalice, cu participare internațională;**

Feleki Attila, Dr. Nagy Zsolt, Dező Andrea; 2017; Pg. 27-34 ISSN 2559-0812, ISSN-L 2559-0812 Analiza de rigiditate a îmbinărilor liniilor electrice aeriene supusă la coroziune; A XVI-a Conferință Națională de Construcții Metalice; Feleki Attila, Nagy Zsolt, 2019 Proiectarea îmbinărilor de tip țevă la o structură "Free Form"; XXIX-a Conferință Națională AICPS; Feleki Attila, Szabó Endre, Szász Gábor, Puskás Attila, 2019 270