

# **REABILITAREA PODURILOR METALICE ISTORICE CU CONSOLE ȘI ARTICULAȚII(GERBER)**

Teză destinată obținerii  
titlului științific de doctor inginer  
la  
Universitatea "Politehnică" din Timișoara  
în domeniul INGINERIE CIVILĂ  
de către

**Ing. Anamaria Ioana Butișca**

Conducător științific:  
Referenți științifici:

prof.univ.dr.ing. Radu Băncilă  
prof.univ.dr.ing. Radomir Folic  
prof.univ.dr.ing. Nicolae Popa  
conf.dr.ing. Edward Petzek

Ziua susținerii tezei: 03.10.2013

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- |                        |   |
|------------------------|---|
| 1. Automatică          | 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații |
| 2. Chimie              | 8. Inginerie Industrială                    |
| 3. Energetică          | 9. Inginerie Mecanică                       |
| 4. Ingineria Chimică   | 10. Știința Calculatoarelor                 |
| 5. Inginerie Civilă    | 11. Știința și Ingineria Materialelor       |
| 6. Inginerie Electrică |   |

Universitatea „Politehnica” din Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2006

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității „Politehnica” din Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300159 Timișoara, Bd. Republicii 9,  
tel. 0256 403823, fax. 0256 403221  
e-mail:

[editura@edipol.upt.ro](mailto:editura@edipol.upt.ro)

## Cuvânt înainte

Teza de doctorat a fost elaborată pe parcursul activității mele în cadrul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor al Facultății de Construcții din Universitatea „Politehnica” din Timișoara.

Doresc pe această cale să aduc mulțumirile mele și profunđa recunoștință d-lui. Prof. Dr. Radu Băncilă, conducătorul științific al prezentei teze de doctorat. De asemenea îi sunt recunoscătoare pentru generozitatea cu care mi-a îndrumat cercetarea, pentru materialul bibliografic pe care mi l-a pus la dispoziție, pentru indicațiile competente pe care mi le-a oferit și care sunt izvorâte dintr-o inegalabilă experiență și valoare, cât și pentru susținerea în definitivarea acestei teze.

De asemenea doresc să mulțumesc d-lui conf.dr.ing. Edward Petzek pentru sfaturile prețioase din timpul cercetării mele, cat si pentru documentatia care mi-a pus-o la dispozitie.

Mulțumesc referenților științifici prof.dr.ing. Radomir Folic, prof.dr.ing. Popa Nicolae și conf.dr.ing. Edward Petzek pentru acceptul dâșșilor de a recenza teza de doctorat și pentru recomandările făcute.

Le sunt recunoscătoare colegilor din departamentul CMMC că m-au primit și acceptat în rândul lor, și o deosebită recunoștință am pentru colega mea dr. Ing. Silvia Hernea fără de care nu aș fi reușit sa rezolv problemele organizatorice.

Nu în ultimul rând doresc să le mulțumesc soțului, Cristian cat și familiei mele, care m-au susținut și m-au încurajat în realizarea și, mai ales, în finalizarea tezei și care m-au impulsionat în momentele mai dificile din conceperea lucrării.

Timișoara, octombrie, 2013

ing. Butișca Anamaria

Butișca Anamaria

**REABILITAREA PODURILOR METALICE ISTORICE CU CONSOLE ȘI ARTICULAȚII (GERBER)**

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 108, Editura Politehnica, 2013, 211 pagini, 168 figuri, 10 tabele.

ISSN:1842-581X

ISBN: 978-606-554-709-4

Cuvinte cheie:

Reabilitare, bara cu ochi, articulații Gerber, poduri metalice pe grinzi cu console și articulații, durata de viața rămasă în exploatare, număr de cicluri rămase în exploatare, principiile mecanicii ruperii.

Rezumat:

Teza de doctorat cuprinde 6 capitole și trei anexe. Se prezintă principiile și noțiuni fundamentale privind podurile metalice istorice cu console și articulații. În cadrul tezei s-a calibrat și studiat o structură complexă având în vedere necesitatea unei analize care să determine starea de eforturi pe structura spațială, modelată și calibrată în mod corect având în vedere complexitatea structurii. De asemenea în teză s-a realizat o sistematizare a informațiilor din literatura de specialitate privind mecanica ruperii și aplicarea acestora la structura podului Traian de la Arad realizând un pas mai departe față de normele specifice actuale.

O atenție deosebită s-a acordat elementului cel mai vulnerabil din structură, articulația Gerber, respectiv bara cu ochi, parte componentă a acesteia. O cedare a acesteia duce la colapsul structurii. S-a realizat o sinteză privind alcătuirea și modul de lucru a articulației Gerber, respectiv a comportării barei cu ochi în timp. Analiza pe bara cu ochi arată valori mari ale tensiunilor în element, având valoarea maximă de 258 N/mm, care este mai mare decât limita de curgere a materialului de bază. De asemenea este necesară o verificare non-distructivă pentru a observa fisurile. Generarea unor fisuri mici (de 2mm) arată că timpul de exploatare rămas pentru bara cu ochi este destul de redus sub 1 an, ceea ce indică din punct de vedere a normelor că elementul are posibilitate foarte mare de cedare.

O evaluare corectă a podurilor existente înseamnă o metodologie uniformă, inclusiv metoda de cumulare a vătămarilor cât și conceptele mecanicii ruperii.

Acknowledgment: This work was partially supported by the strategic grant POSDRU 107/1.5/S/77265, inside POSDRU Romania 2007-2013 co-financed by the European Social Fund – Investing in People.

## CUPRINS

<b>1. INTRODUCERE. SCOPUL ȘI OBIECTUL TEZEI DE DOCTORAT .....</b>	<b>17</b>
1.1. Introducere.....	17
1.2. Conținutul tezei de doctorat .....	20
1.3. Obiectivele tezei de doctorat .....	21
1.4. Scurt istoric pe plan mondial al podurilor metalice istorice pe grinzi cu console și articulații .....	22
1.5. Scurt istoric pe plan național al podurilor metalice istorice pe grinzi cu console și articulații .....	26
1.5.1. Descrierea podului Regele Carol I.....	26
1.5.1.1. Caracteristici .....	27
1.5.1.2. Calculul structurii.....	29
1.5.1.3 Consolidarea structurii din anii 1963 .....	35
1.5.1.4. Comportarea actuală a structurii.....	36
1.5.1.5. Concluzii.....	38
1.5.2. Podul Traian de la Arad .....	39
1.5.2.1. Podul Traian de la Arad - secțiuni elemente.....	40
1.5.2.2 Evenimente importante în decursul structurii.....	46
<b>2. DETERMINAREA STĂRII DE EFORTURI ÎN ELEMENTELE PODURILOR PE GRINZILE CU ZĂBRELE CU CONSOLE ȘI ARTICULAȚII.....</b>	<b>47</b>
2.1 Principiile podurilor cu articulații Gerber.....	47
2.2. Norme și directive utilizate pentru evaluarea stării podurilor existente.....	49
2.2.1 Normativul "The Ontario Highway Bridge Design Code" (OHBD), Ontario, Canada .....	50
2.2.2. Normativul BD 21 și BD 79, Marea Britanie.....	50
2.2.3 Normativul CAN/CSA-S6-88, Canada .....	51
2.2.4 Normativul AND 522-2002, România .....	52
2.2.5 Normele germane DS 805-1999.....	53
2.2.6 Normele europene EUROCODE.....	54
2.2.7 Norma elvețiană SIA 161 .....	54
2.3. Studiu de caz pod Traian Arad. Stabilirea modelului de calcul.....	56
2.4. Calibrarea modelului de calcul .....	59
2.5. Verificarea structurii.....	70
2.5.1 Verificarea lonjeronilor centrali din panourile 7-8 și 8-9.....	70
2.5.2. Verificarea antretoazelor .....	82
2.6. Mecanica ruperii ca metodă complementară în stabilirea capacității portante a podurilor existente.....	88
2.6.1 Verificarea la oboseală .....	90
<b>3. APLICAREA PRINCIPIILOR MECANICII RUPERII LA PODURILE METALICE CU VECHIME ÎN EXPLOATARE .....</b>	<b>94</b>

3.1.	Noțiuni de Mecanica Ruperii.....	96
3.1.1	Teoria clasică de rupere .....	97
3.1.2.	Propagarea fisurilor din oboseală.....	102
3.2.	Aplicarea metodologiei pentru predicția duratei de viață .....	105
3.2.1.	Determinarea valorii critice a defectului .....	107
3.2.2.	Metoda Picăturii .....	111
<b>4.</b>	<b>STUDIUL ȘI ALCĂTUIREA ARTICULAȚIILOR GERBER.....</b>	<b>120</b>
4.1.	Alcătuirea articulațiilor Gerber .....	120
4.2.	Avantaje și dezavantaje ale podurilor cu console și articulații .....	122
4.3.	Verificarea articulației Gerber .....	122
4.4.	Studiul variației efortului în bara cu ochi .....	127
4.5.	Studiu de caz: determinarea duratei de viață rămasă în exploatare în montantul 11-11 .....	133
4.6.	Studiu de caz: determinarea duratei de viață rămasă în exploatare în bara cu ochi .....	136
<b>5.</b>	<b>METODE DE REABILITARE A PODURILOR PE CONSOLE SI ARTICULAȚII .....</b>	<b>146</b>
5.1.	Starea tehnică a podurilor din România .....	146
5.2.	Metode de rehabilitare .....	148
5.2.1.	Consolidarea directă .....	148
5.2.2.	Consolidarea indirectă .....	150
5.3.	Metode de remediere a fisurilor din elemente .....	155
5.4.	Exemple de rehabilitare.....	156
5.4.1.	Consolidarea indirectă tablierelor cu console a podului "Regele Karol I" .....	156
5.4.2.	Consolidarea podului Traian Arad .....	158
5.5.	Situația actuală a podului Traian de la Arad după consolidarea din 2012 ..	161
<b>6.</b>	<b>CONCLUZII FINALE. CONTRIBUȚII PERSONALE .....</b>	<b>165</b>
6.1.	Concluzii finale .....	165
6.2.	Contribuții personale .....	166
	<b>BIBLIOGRAFIE .....</b>	<b>169</b>
	<b>ANEXE.....</b>	<b>176</b>
	Anexa A.....	176
	Anexa B.....	203
	Anexa C.....	209

## LISTA DE FIGURI

<b>Figura 1.1.1. Pod din trunchiuri de arbori și pod liane .....</b>	<b>17</b>
<b>Figura 1.1.2. Podul lui Dumnezeu din localitatea Ponoarele, jud. Gorj .....</b>	<b>18</b>
<b>Figura 1.1.3. Pod din lemn în sistem Long .....</b>	<b>18</b>
<b>Fig. 1.1.4. Pod din lemn cu grinzi de tip Town.....</b>	<b>19</b>
<b>Fig. 1.1.5. – Pod din lemn sistem Howe .....</b>	<b>19</b>
<b>Figura 1.1.6. Podul Iron Bridge în localitatea Coalbrookdale, Anglia.....</b>	<b>20</b>
<b>Figura 1.4.1. Podul Firth of Forth .....</b>	<b>22</b>
<b>Figura 1.4.2. Planșa elevație Pod Firth of Forth .....</b>	<b>23</b>
<b>Figura 1.4.3. Planșa Pod Firth of Forth .....</b>	<b>23</b>
<b>Figura 1.4.4. Podul St. Laurențiu de la Quebec .....</b>	<b>24</b>
<b>Figura 1.4.5. Podul Traian de la Arad .....</b>	<b>24</b>
<b>Figura 1.4.6.Podul Regele Carol I .....</b>	<b>25</b>
<b>Figura 1.5.1.1. Pod Regele Carol I .....</b>	<b>26</b>
<b>Figura 1.5.1.1.1. Intrarea pe podul Regele Carol I.....</b>	<b>28</b>
<b>Figura 1.5.1.1.2. Dispoziția generală a podului .....</b>	<b>28</b>
<b>Figura 1.5.1.2.1. Tronsoanele de 140 m.....</b>	<b>34</b>
<b>Figura 1.5.1.2.2. Eșafodajul de la construcția podului Regele Carol I.....</b>	<b>34</b>
<b>Figura 1.5.1.2.3. Montarea schelei .....</b>	<b>35</b>
<b>Figura 1.5.1.4.1. Traversa .....</b>	<b>37</b>
<b>Figura 1.5.1.4.3. Contravânturi nituite ascendente și descendente.....</b>	<b>37</b>
<b>Figura 1.5.1.5.1. Cele 2 tălpi superioare corodate.....</b>	<b>38</b>
<b>Figura 1.5.1.5.2. Fundații.....</b>	<b>38</b>
<b>Figura 1.5.2.1. Pod Traian Arad .....</b>	<b>39</b>
<b>Figura 1.5.2.2. Elevație pod Train Arad .....</b>	<b>39</b>

<b>Figura 1.5.2.3. Bara falsă de la talpa superioară.....</b>	<b>40</b>
<b>Figura 1.5.2.1.1. Secțiuni talpă superioară .....</b>	<b>41</b>
<b>Figura 1.5.2.1.2. Secțiuni talpă inferioară .....</b>	<b>41</b>
<b>Figura 1.5.2.1.3. Secțiuni montanți.....</b>	<b>42</b>
<b>Figura 1.5.2.1.4. Grinda transversală Traian Arad.....</b>	<b>42</b>
<b>Figura 1.5.2.1.5. Montant în componența căruia se afla bara cu ochi.....</b>	<b>43</b>
<b>Figura 1.5.2.1.6. Dispunerea contravânturilor orizontale.....</b>	<b>43</b>
<b>Figura 1.5.2.1.7. Secțiuni lonjeroni .....</b>	<b>44</b>
<b>Figura 1.5.2.1.8. Secțiuni antretoaze .....</b>	<b>44</b>
<b>Figura 1.5.2.1.9. Aparate de reazem .....</b>	<b>45</b>
<b>Figura 1.5.2.1.10. Pila Traian.....</b>	<b>45</b>
<b>Figura 1.5.2.1.11. Culee Arad.....</b>	<b>46</b>
<b>Figura 2.1.1. Principiu de calcul al unui pod cu console si articulații.....</b>	<b>47</b>
<b>Figura 2.1.2. Principiu de calcul al unei grinzi Gerber .....</b>	<b>48</b>
<b>Figura 2.1.3. Schema statică a elevației pod Traian Arad .....</b>	<b>49</b>
<b>Figura 2.2.7.1 Factorul de încărcare <math>\sigma</math> .....</b>	<b>55</b>
<b>Figura 2.2.7.2. Schema metodologiei.....</b>	<b>56</b>
<b>Figura 2.3.1. Modelul podului Traian de la Arad .....</b>	<b>56</b>
<b>Figura 2.3.2. Poziția podului Traian de la Arad.....</b>	<b>57</b>
<b>Figura 2.3.3. Elevație și vedere de sus a podului Traian de la Arad .....</b>	<b>57</b>
<b>Figura 2.3.4. Elementele podului Traian de la Arad .....</b>	<b>58</b>
<b>Figura 2.3.5. Elementele podului Traian de la Arad în stare avansată de coroziune.....</b>	<b>58</b>
<b>Figura 2.4.1. Schema de calibrare a structurii.....</b>	<b>60</b>
<b>Figura 2.4.2. Modelarea antretoazei-secțiune compusă .....</b>	<b>62</b>



<b>Figura 2.4.3. Modelarea lonjeronului-secțiune compusă .....</b>	<b>62</b>
<b>Figura 2.4.4. Modelarea tălpilor superioare-secțiune compusă .....</b>	<b>63</b>
<b>Figura 2.4.5. Modelarea tălpilor inferioare-secțiune compusă .....</b>	<b>64</b>
<b>Figura 2.4.6. Modelarea contravântuire-secțiune compusă .....</b>	<b>64</b>
<b>Figura 2.4.7. Modelarea montant-secțiune compusă .....</b>	<b>65</b>
<b>Figura 2.4.8. Banda de rulare.....</b>	<b>65</b>
<b>Figura 2.4.9. Convoi din vehicule speciale V80.....</b>	<b>66</b>
<b>Figura 2.4.10. Convoaiele din standard.....</b>	<b>66</b>
<b>Figura 2.4.11. Deformată după analiză( Dead+Truck) .....</b>	<b>67</b>
<b>Fig. 2.4.12. Forța axială în structura spațială.....</b>	<b>67</b>
<b>Figura 2.4.13. Linia de influență în montantul care intră în componența articulației Gerber.....</b>	<b>68</b>
<b>Figura 2.4.14. Coroziune puternică la talpa inferioară .....</b>	<b>68</b>
<b>Figura 2.4.15. Coroziune puternică și ruptură la un montant .....</b>	<b>69</b>
<b>Figura 2.4.16. Contravântuire distrusă de coroziune .....</b>	<b>69</b>
<b>Figura 2.5.1.1. Distribuția încărcărilor din roți .....</b>	<b>71</b>
<b>Figura 2.5.1.2. Linia de influență .....</b>	<b>72</b>
<b>Figura 2.5.1.3. Distribuția forțelor .....</b>	<b>73</b>
<b>Figura 2.5.1.4. Eforturi de moment și forță tăietoare din convoiurile V80 și G .....</b>	<b>74</b>
<b>Figura 2.5.1.5. Linia de influență .....</b>	<b>75</b>
<b>Figura 2.5.1.6. Poziția forței pe lonjeron.....</b>	<b>76</b>
<b>Figura 2.5.1.7. Poziție A30.....</b>	<b>77</b>
<b>Figura 2.5.1.8. Poziție A30 -&gt; Vmax .....</b>	<b>77</b>
<b>Figura 2.5.1.9. Poziție tramvai .....</b>	<b>78</b>
<b>Figura 2.5.1.10. Poziție tramvai.....</b>	<b>79</b>

<b>Figura 2.5.1.11. Linie de influență .....</b>	<b>80</b>
<b>Figura 2.5.2.1. Linia de influență pe antretoaza din convoiul V80.....</b>	<b>82</b>
<b>Figura 2.5.2.2. V80 descentrat.....</b>	<b>82</b>
<b>Figura 2.5.2.3. V80 centrat .....</b>	<b>83</b>
<b>Figura 2.5.2.4. Încărcări permanente .....</b>	<b>84</b>
<b>Figura 2.5.2.5. Antretoaza .....</b>	<b>85</b>
<b>Figura 2.5.2.6. Antretoaza vedere laterală.....</b>	<b>85</b>
<b>Figura 2.5.2.7. Încărcarea pe lonjeron.....</b>	<b>86</b>
<b>Figura 2.5.2.8. Linia de influență .....</b>	<b>86</b>
<b>Figura 2.5.2.9. Antretoaze care au capacitatea portanta depășită .....</b>	<b>88</b>
<b>Figura 2.6.1. Determinarea siguranței în exploatare.....</b>	<b>89</b>
<b>Figura 2.6.1.1. Diagramă pentru stabilirea factorului de încărcare .....</b>	<b>90</b>
<b>Figura 2.6.1.2. Tipul de crestare .....</b>	<b>91</b>
<b>Figură 3.1.1. Principiile Mecanicii Ruperii .....</b>	<b>97</b>
<b>Figura 3.1.1.1. Efectul unui orificiu eliptic asupra tensiunilor dintr-o placă</b>	<b>97</b>
<b>Figură 3.1.1.2. Câmpul de tensiuni din vecinătatea unei fisuri.....</b>	<b>99</b>
<b>Figura 3.1.1.3. Componentele directe ale tensiunii .....</b>	<b>99</b>
<b>Figura 3.1.1.4. Modurile fundamentale de deplasare a suprafețelor de rupere.....</b>	<b>100</b>
<b>Figură 3.1.1.5. Exemple de epruvete specifice încercărilor de MR.....</b>	<b>101</b>
<b>Figura 3.1.2.1. Mecanismul de rupere .....</b>	<b>102</b>
<b>Figura 3.1.2.2. Mecanismul de propagare a fisurii .....</b>	<b>103</b>
<b>Figura 3.1.2.3. Curba de propagare a fisurii în prezentare dublu logaritmică .....</b>	<b>104</b>
<b>Figura 3.1.2.4. Propagarea fisurii pe baza relației lui Paris.....</b>	<b>105</b>
<b>Figura 3.2.1.1. Diagrama de evaluare a ruperii PD 6493 .....</b>	<b>108</b>

<b>Figura 3.2.1.2. Determinarea valorii critice a defectului .....</b>	<b>108</b>
<b>Figura 3.2.1.3. Diagrama de evaluare FAD2 .....</b>	<b>109</b>
<b>Figura 3.2.1.4. Rezistența de curgere /"flow" .....</b>	<b>110</b>
<b>Figura 3.2.1.5. Schema logică de evaluare la oboseală a elementelor cu defect .....</b>	<b>111</b>
<b>Figura 3.2.2.1. Metoda Picăturii („Rainflow”) .....</b>	<b>112</b>
<b>Figura 3.2.2.2. Determinarea istoricului de solicitari .....</b>	<b>112</b>
<b>Figura 3.2.2.3. Interfața programului cu fisura centrală .....</b>	<b>113</b>
<b>Figura 3.2.2.4. Interfața programului cu fisură marginală .....</b>	<b>114</b>
<b>Figura 3.2.2.5. Interfața programului pentru introducerea istoricului de solicitare în trepte <math>\Delta\sigma</math> .....</b>	<b>114</b>
<b>Figura 3.3.1. Elevație pod Traian Arad, exemplificare poziție element 14-15 .....</b>	<b>115</b>
<b>Figura 3.3.2. Secțiunea tălpii inferioare .....</b>	<b>115</b>
<b>Figura 3.3.3. Istoricul solicitării pentru talpa inferioară .....</b>	<b>116</b>
<b>Figura 3.3.4. Secțiune talpa 14-15 .....</b>	<b>116</b>
<b>Figura 3.3.5. Modelul de fisurare – fisură pe toată grosimea de produs (through thickness flaw) .....</b>	<b>116</b>
<b>Figura 3.3.6. Diagrama de evaluare FAD2 pentru elementul 14-15 .....</b>	<b>117</b>
<b>Figura 3.3.7. Fisura critică .....</b>	<b>117</b>
<b>Figura 3.3.8. Istoricului de solicitare în trepte <math>\Delta\sigma</math> pe grinda principală ...</b>	<b>118</b>
<b>Figura 3.3.9. Istoricului de solicitare și secțiunea grinzii principale.....</b>	<b>118</b>
<b>Figura 3.3.10. Lungimea fisurii în funcție de numărul de cicluri.....</b>	<b>119</b>
<b>Figura 4.1.1. Tipuri de articulații Gerber .....</b>	<b>121</b>
<b>Figura 4.3.1. Schema statică a elevației pod Traian Arad .....</b>	<b>122</b>
<b>Figura 4.3.2. Articulația Gerber.....</b>	<b>123</b>
<b>Figura 4.3.3. Verificări conform SR EN 1993-1-8.....</b>	<b>124</b>

<b>Figura 4.3.4. Dimensiunile a, b, c ale barei cu ochi .....</b>	<b>124</b>
<b>Figura 4.4.1. Discretizare bara cu ochi.....</b>	<b>128</b>
<b>Figura 4.4.2. Condițiile de margine din partea de sus a barei cu ochi .....</b>	<b>128</b>
<b>Figura 4.4.3. Condițiile de margine din partea de jos a barei cu ochi .....</b>	<b>128</b>
<b>Figura 4.4.4. Concentrator de tensiune.....</b>	<b>129</b>
<b>Figura 4.4.5. Distribuția tensiunii la 400 KN în articulația Gerber .....</b>	<b>129</b>
<b>Figura 4.4.6. Formă concentrator de tensiune .....</b>	<b>130</b>
<b>Figura 4.4.7. Efort maxim în bara cu ochi fără coroziune .....</b>	<b>131</b>
<b>Figura 4.4.8. Efort maxim în bara cu două fisuri .....</b>	<b>131</b>
<b>Figura 4.4.9. Variație efort bara cu ochi fără coroziune .....</b>	<b>132</b>
<b>Figura 4.4.10. Variație efort bara cu ochi în cele patru cazuri .....</b>	<b>132</b>
<b>Figura 4.4.11. Variația efortului în bara cu ochi în cele patru cazuri .....</b>	<b>133</b>
<b>Figura 4.5.1. Variație efort din tramvai(Metoda Picaturii) .....</b>	<b>133</b>
<b>Figura 4.5.2. Echivalare <math>\Delta F</math> la <math>\Delta\sigma</math>; Istoric de solicitare montant.....</b>	<b>134</b>
<b>Figura 4.5.3. Secțiune montant 1-1.....</b>	<b>135</b>
<b>Figura 4.5.4. Istoric de solicitare pe număr de intervale.....</b>	<b>135</b>
<b>Figura 4.6.1. Bara cu ochi în dreptul boltului cu cele 2 fisuri definite inițial( f1 si f2).....</b>	<b>136</b>
<b>Figura 4.6.1.1. Bara cu ochi .....</b>	<b>137</b>
<b>Figura 4.6.1.3. Istoric de solicitare în dreptul fisurii f1 .....</b>	<b>138</b>
<b>Figura 4.6.1.4. Istoricul de solicitare în trepte în dreptul fisurii f1.....</b>	<b>138</b>
<b>Figura 4.6.1.5. Viteza de propagare a fisurii în cazul <math>a_0=2\text{mm}</math> .....</b>	<b>139</b>
<b>Figura 4.6.1.6. Numarul de cicluri și fisura critică pentru fisura inițială de 5 mm .....</b>	<b>140</b>
<b>Figura 4.6.1.7. Numărul de cicluri și fisura critică pentru fisura inițială de 10 mm .....</b>	<b>140</b>

<b>Figura 4.6.1.8. Echivalare <math>\Delta F</math> la <math>\Delta\sigma</math> în dreptul fisurii f2 .....</b>	<b>141</b>
<b>Figura 4.6.1.10. Istoric de solicitare în trepte în dreptul fisurii f2 .....</b>	<b>142</b>
<b>Figura 4.6.1.11. Numărul de cicluri și fisura critică pentru fisura inițială de 2 mm .....</b>	<b>142</b>
<b>Figura 4.6.1.9. Istoric de solicitare în dreptul fisurii f2 .....</b>	<b>141</b>
<b>Figura 4.6.1.12. Numărul de cicluri și fisura critică pentru fisura inițială de 5 mm .....</b>	<b>143</b>
<b>Figura 4.6.1.13. Numărul de cicluri și fisura critică pentru fisura inițială de 10 mm .....</b>	<b>143</b>
<b>Figura 4.6.1.14. Sistemul de consolidare folosit la pendulul mic.....</b>	<b>144</b>
<b>Figura 4.6.1.15. Consolidare pendulul mare.....</b>	<b>144</b>
<b>Figura 5.1.1. Poduri metalice de șosea semnificative din vestul țării .....</b>	<b>147</b>
<b>Figura 5.2.1.1. Eforturi în secțiune inițială și consolidată .....</b>	<b>149</b>
<b>Figura 5.2.2.1. Consolidarea cu tirant simplu.....</b>	<b>151</b>
<b>Figura 5.2.2.2. Sistem static nedeterminat .....</b>	<b>152</b>
<b>Figura 5.4.1.1. Dispoziție generală pod Regele Karol I .....</b>	<b>158</b>
<b>Figura 5.4.1.2. Consolidarea prin introducerea a tălpii a treia .....</b>	<b>158</b>
<b>Figura 5.4.2.1. Coroziune puternică a contravântuirii și montantului.....</b>	<b>158</b>
<b>Figura 5.4.2.2. Propunere de secțiuni pentru lonjeroni .....</b>	<b>159</b>
<b>Figura 5.4.2.4. Propunere consolidare talpă inferioară .....</b>	<b>160</b>
<b>Figura 5.4.2.5. Propunere consolidare talpă superioară.....</b>	<b>160</b>
<b>Figura 5.4.2.6.. Starea articulației Gerber .....</b>	<b>161</b>
<b>Figura 5.5.1. Consolidarea la bara cu ochi de 850 mm de la articulației Gerber.....</b>	<b>162</b>
<b>Figura 5.5.2. Secțiune bara cu ochi .....</b>	<b>162</b>
<b>Figura 5.5.3. Înainte și după consolidare bara cu ochi de 1240 mm .....</b>	<b>162</b>
<b>Figura 5.5.4. Înainte de consolidare bara cu ochi și diagonala.....</b>	<b>163</b>

<b>Figura 5.5.5. După consolidare bara cu ochi și diagonala.....</b>	<b>163</b>
<b>Figura 5.5.6. După consolidare elemente aschiate .....</b>	<b>163</b>
<b>Figura 5.5.7. Traficul pe podul Traian de la Arad în prezent.....</b>	<b>164</b>

## **LISTA DE TABELE**

<b>Tabelul 2.2.1.1. Evaluarea factorilor de încărcare pentru încărcările dinamice (OHBDC, 1992) .....</b>	<b>50</b>
<b>Tabelul 2.2.4.1. Semnificația indicilor de calitate, România .....</b>	<b>52</b>
<b>Tabel . 2.4.1. Camioanele ROMAN folosite la încercare .....</b>	<b>61</b>
<b>Tabel 2.4.2. Comparație tensiunile măsurate și tensiunile calculate .....</b>	<b>70</b>
<b>Tabel 2.4.3. Comparație săgețile măsurate și săgețile calculate .....</b>	<b>70</b>
<b>Tabel 2.7. Rezultatele centralizate privind verificările lonjeronilor .....</b>	<b>81</b>
<b>Tabelul 2.5.2.1. V80 descentrat .....</b>	<b>83</b>
<b>Tabelul 2.5.2.2. V80 centrat.....</b>	<b>84</b>
<b>Tabelul 2.5.2.3. Centralizator eforturi din antretoaze .....</b>	<b>87</b>
<b>Tabelul 2.6.1.1. Eforturi în cazuri de încărcări .....</b>	<b>91</b>





# 1. INTRODUCERE. SCOPUL ȘI OBIECTUL TEZEI DE DOCTORAT

## 1.1. Introducere

Podurile au apărut din necesitatea traversării unor ape curgătoare, văi adânci etc., și au evoluat de la trunchiuri de copaci așezate peste obstacol până la soluțiile moderne realizate din beton, din oțel sau din combinații ale celor două materiale. Evoluția lor a fost direct influențată de dezvoltarea industrială din secolul XIX și în special de apariția și dezvoltarea căilor ferate. Dacă la începutul căilor ferate podurile se executau în principal din lemn odată cu dezvoltarea industrială și în special cu apariția unor procedee noi de elaborare industrială a oțelurilor s-au impus soluțiile de poduri metalice. Apariția ulterioară a unor materiale de construcție noi și performanțe cum sunt betonul și oțelul de înaltă rezistență precum și dezvoltarea calculatoarelor electronice și a unor metode moderne de calcul au permis calculul și proiectarea unor tipuri noi de structuri, (imposibil de abordat cu metodele analitice de calcul cunoscute la începutul secolului XX) dar mai ales la realizarea structuri complexe de poduri de mari dimensiuni.



Figura 1.1.1. Pod din trunchiuri de arbori și pod liane

Unele poduri s-au format natural prin eroziunea unor roci unele fiind și astăzi în funcțiune. Este cazul podului natural numit "Podul lui Dumnezeu" din localitatea Ponoarele, județul Gorj (Fig. 1.1.2.)



Figura 1.1.2. Podul lui Dumnezeu din localitatea Ponoarele, jud. Gorj

Construcția podurilor a început însă din antichitate, în Egipt, Mesopotamia și în Europa Mediteraneană, mai ales în Imperiul Roman. Secolele al XVIII-lea și al XIX-lea marchează o evoluție rapidă a infrastructurii transporturilor, în special a lucrărilor de căi ferate. Astfel, ca urmare a creșterii sarcinilor care circulau pe poduri și de asemenea a vitezelor de circulație a apărut necesitatea găsirii și dezvoltării atât a unor noi metode de construcție cât și a unor materiale mai performante.

În secolul al XIX-lea apar și se dezvoltă podurile din lemn realizate în sistem grinzi cu zăbrele din lemn. Cele mai cunoscute sisteme din acea perioadă erau:

- sistemul Long (Fig.1.4) cu grinzi cu zăbrele consolidate cu contrafise;
- sistemul Town (Fig. 1.5) cu grinzi cu zăbrele multiple realizate din dulapi prinse la noduri cu buloane metalice;
- sistemul Howe (Fig. 1.6) este o variantă a sistemului Long la care montanții verticali întinși din lemn au fost înlocuiți cu tiranți metalici, tiranții din lemn nefiind adecvați pentru preluarea eforturilor de întindere.

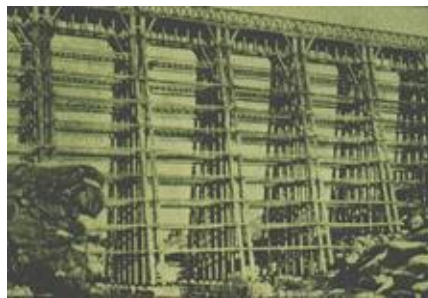


Figura 1.1.3. Pod din lemn în sistem Long

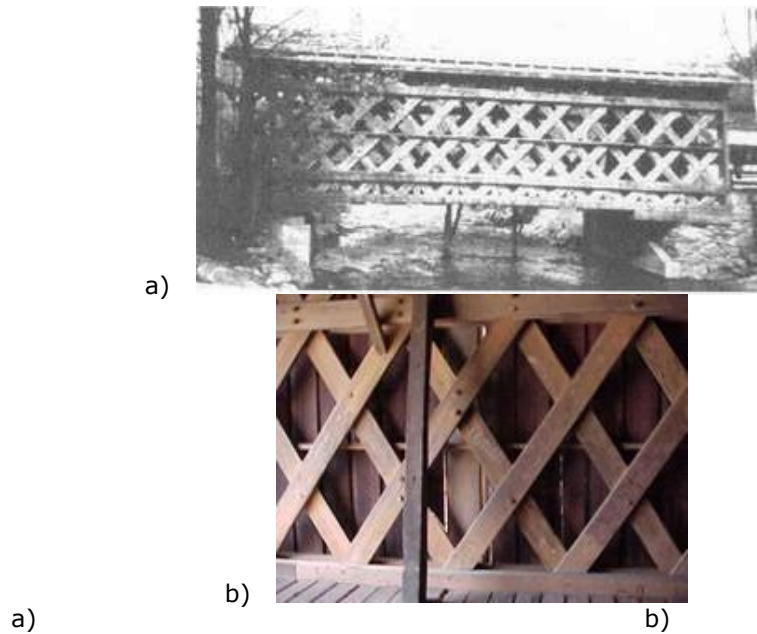


Fig. 1.1.4. Pod din lemn cu grinzi de tip Town

a) Vedere laterală a podului  
b) Detaliu grindă tip Town



Fig. 1.1.5. – Pod din lemn sistem Howe

Începând cu mijlocul secolului al XVIII-lea și până la mijlocul secolului al XIX-lea s-au construit poduri metalice din fontă. Ca formă constructivă aceste poduri erau asemănătoare celor anterioare realizate din piatră sau zidărie și aveau ca structuri de rezistență bolțile sau arcele.

Această formă puna cel mai bine în valoare caracteristicile mecanice ale fontei și anume rezistențe mari la compresiune. Primul pod important metalic, din fontă a fost realizat între anii 1776 și 1779 de către Abraham Darby peste râul Severn, în localitatea Coalbrookdale din Anglia. Podul numit Iron Bridge (Fig. 1.1.6.) este

realizat din bolțari din fontă dispuși după 3 arce concentrice suprapuse, cu deschiderea de 30.6 m



Figura 1.1.6. Podul Iron Bridge în localitatea Coalbrookdale, Anglia

Podurile metalice realizate din fontă s-au răspândit mai întâi în Europa, în Anglia, Germania și Franța, dar și în S.U.A. În anul 1819 a fost terminat podul Southwark, peste Tamisa, structura de rezistență fiind alcătuită din arce realizate din bolțari din fontă cu care s-a realizat o deschidere a podului de 73 m.

După 1850 se pune problema oțelului moale.

Printre primele poduri construite din oțel moale sunt: Firth of Forth construit în 1883-1889, St. Laurentiu de la Quebec construit în 1915.

În România primul pod construit din oțel moale este podul Regele Carol I construit în 1895 de Anghel Saligny.

## 1.2. Conținutul tezei de doctorat

Lucrarea este alcătuită din 6 capitole după cum urmează:

*Capitolul 1*, introductiv, prezintă argumentele ce au condus la necesitatea studierii reabilitării podurilor istorice pe grinzi cu console și articulații (Gerber) fiind enunțate deasemenea și conținutul și obiectivele tezei de doctorat. Deasemenea prezintă un scurt istoric pe plan mondial și național al podurilor cu console și articulații.

*Capitolul 2* prezintă aspecte importante cu privire la procedeul de calibrare a modelului de calcul pentru o structură Gerber cât și pașii de determinare a stării de eforturi a unui pod cu console și articulații într-un program bazat pe metoda elementului finit.

În *capitolul 3* sunt identificate principiile Mecanicii Ruperii, sintetizate și aplicate la câteva elemente ale podului Traian de la Arad.

*Capitolul 4* reprezintă un studiu asupra articulației Gerber, comportarea articulației în timp cât și determinarea duratei de viață rămase după apariția unor fisuri pe bara cu ochi.

*Capitolul 5* prezintă principalele metode de reabilitare a podurilor cu console și articulații și totodată exemplifică anumite reabilitări făcute la structuri Gerber.

*Capitolul 6* încheie prezenta teză prin formularea concluziilor, prezentarea contribuțiilor autorului și modul de valorificare a rezultatelor obținute în cadrul cercetării.

*Anexa A* prezintă simulările în Abaqus pe bara cu ochi în mai multe cazuri.

*Anexa B* reprezintă anexa ce conține cele mai importante poduri din lume, cu console și articulații, clasificate după deschiderea centrală.

*Anexa C* reprezintă o procedură de stabilire a duratei de viață rămasă în exploatare a elementelor nituite.

### **1.3. Obiectivele tezei de doctorat**

Scopul acestei teze constă în studiul apariției fisurii în anumite elemente ale unui pod metalic istoric cu console și articulații și deasemenea studiul unui element important al articulației Gerber.

Fisurile apar de obicei la podurile metalice istorice cu console și articulații nituite, iar metoda de reabilitare a structurii respective depinde în foarte mare măsură de dimensiunea lor și de viteza de propagare a fisurilor și implicit de perioada în care elementul fisurat mai poate fi exploatat în condiții de siguranță.

- Obiectivele principale sunt:
  - ✓ determinarea stării de eforturi în structura podului Traian de la Arad;
  - ✓ evidențierea importanței barei cu ochi în structura podurilor cu console și articulații; concluzii
  - ✓ realizarea unei sinteze privind articulația Gerber, grinzilor cu console și articulații (cantilever beams);
  - ✓ realizarea unui studiu pe elementul "bara cu ochii" în cazul apariției unor fisuri;
  - ✓ realizarea unui studiu de "life prediction" pe elementul "bara cu ochi" pentru a determina timpul de viață rămas;
  - ✓ aplicarea metodei de cumulare a vătămarilor cât și a conceptelor mecanicii ruperii pentru determinarea comportării barei cu ochi în situații critice;
  - ✓ sintetizarea metodelor de reabilitare la podurile istorice metalice Gerber;
  - ✓ concluzii ale reabilitării din anul 2012 a podului Traian de la Arad din 2012

**Obiective conexe:**

- realizarea unei sinteze documentare prin studiul sistematic al Noțelor de Calcul a podului «Regele Carol I» construit de inginerul Anghel Saligny;
- realizarea unei anexe care să conțină cele mai importante poduri din lume, cu console și articulații, clasificate după deschiderea centrală.

#### **1.4. Scurt istoric pe plan mondial al podurilor metalice istorice pe grinzi cu console și articulații**

Poduri celebre construite în același sistem și perioade apropiate:



Figura 1.4.1. Podul Firth of Forth

Firth of Forth, construit în 1883-1889, este un pod de peste 2400 metri lungime și deschiderea centrală de 521m. Este construit în aceeași perioadă ca și podul "Regele Carol I" și are același sistem (Gerber), vizita la șantierul podului Firth of Forth a ajutat în luarea unor decizii de proiectare și execuție la podul de la Cernavodă. Podul Firth of Forth este un punct de reper în construcția podurilor în Scoția. Aceasta a fost prima structură majoră în Marea Britanie executată din oțel; construcția lui a dus la o continuitate pe Coasta de Est și anume o trecere de cale ferată de la Londra la Aberdeen. Podul Forth are trei console duble cu două deschideri suspendate între ele, iar la momentul acela era cel mai lung pod din lume.

#### 1.4. Scurt istoric pe plan mondial al podurilor metalice istorice 23

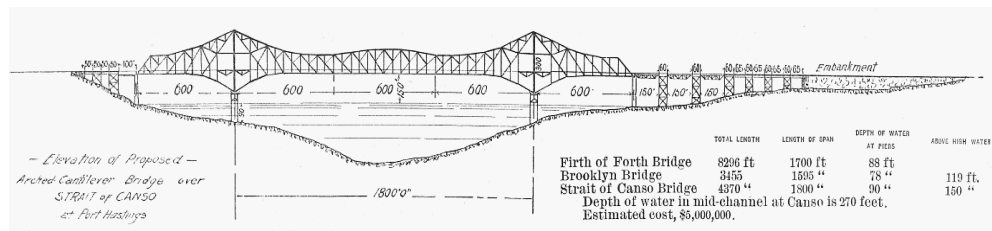


Figura 1.4.2. Planșa elevație Pod Firth of Forth

În conformitate cu cerințele, șina se afla la 46m mai sus de nivelul apei .

Fiecare dintre turnuri are patru țevi din oțel de diametru 3.7m și înălțimea lor este de 110m de la nivelul apei. Fundațiile lor se extind 89m mai jos în albia râului, ceea ce face ca înălțimea totală de la fundații până la partea de sus a turnurilor să ajungă la 137 de metri. Lungimea totală a podului, inclusiv cu viaductele acestuia, este de 2467 de metri. Structura principală se masoară 1630 de metri de la portal la portal.

Podul are 53,000 de tone de oțel, structura încorporează 6500000 nituri.

S-a început cu construcția chesoanelor uriașe care au fost construite pe sistemul de scufundare cu ajutorul aerului comprimat. Primul dintre chesoane a fost pus pe poziție la 26 mai 1884. În 1886 toate chesoanele au fost poziționate, urmând după să se înceapă cu partea metalică a tăblierului.

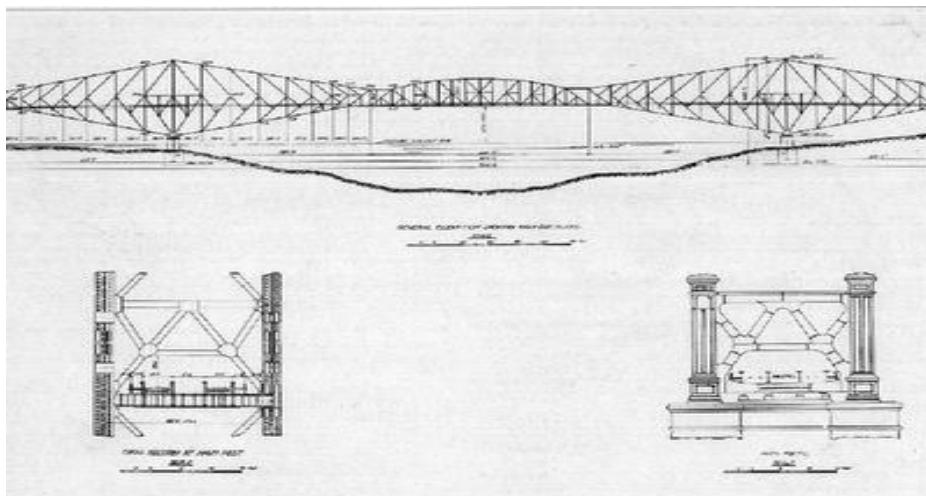


Figura 1.4.3. Planța Pod Firth of Forth

Podul a fost finalizat în noiembrie 1889, la doar 6 ani de la începerea lucrărilor, ceea ce denotă o bună organizare a lucrărilor.



Figura 1.4.4. Podul St. Laurentiu de la Quebec

St. Laurentiu de la Quebec construit în 1915, având deschiderea centrală de 549 m, este cel mai lung pod pe sistem Gerber din lume.

Podul este de cale ferată și are lungimea totală de 987.50 m.

La execuția podului s-au utilizat două tipuri de oțel:

-oțel moale cu  $\sigma_r=4100 \text{ daN/cm}^2$

-oțel semidur cu rezistență la rupere  $\sigma_r=4500 \text{ daN/cm}^2$

Execuția podului a început în anul 1904; în 29 august 1907 structura s-a prăbușit împreună cu 86 de persoane care se aflau pe pod.

Expertiza făcută la acea vreme arăta ca accidentul s-a produs în urma ruperii tălpii inferioare a consolei dinspre malul drept, deasemenea s-a constatat ca au fost forfecate niturile din zăbrelele ce legau inimile secțiunilor.

Astfel, în studiile imediate după accident, s-a pus problema flambajului barelor cu secțiune compusă.

În 1916 s-a hotărât refacerea podului, dar în septembrie al II-lea colaps în structură, în cele din urmă în 1917 podul este dat în folosință.



Figura 1.4.5. Podul Traian de la Arad



Podul Traian de la Arad are 3 deschideri. Lățimea părții carosabile este de 8.05 m, iar lățimea podului este de 9.6 m. trotuarele sunt suspendate cu lățimea circulabilă de 1.5 m fiecare.

A fost construit între 1912-1914, în anul 2000 a fost reabilitat, iar în prezent a fost din nou reabilitat.

Tablierul este tot sistem Gerber.

Podul Traian din Arad este o structură emblematică pentru arhitectura orașului, el încadrându-se arhitectura centrului istoric al Aradului.

Datorită formei podului, dă impresia unui pod suspendat, în realitate fiind un pod pe sistem Gerber. Forma podului urmărește diagrama înfășurătoare de momente.

Grinzile principale cu zăbrele ale tăbliei pe console au o înălțime variabilă, înălțimea maximă fiind în reazemele de pe pile și anume 13.6 m.

Tăbliele pe console sunt prevăzute fiecare cu câte un cadru transversal monumental. Cadrele transversale au o riglă cu zăbrele cu doi pereți la partea superioară a montanșilor. Deasupra riglei sunt amplasate elemente ornamentale ce nu au rol de rezistență.

Infrastructura podului este formată din două pile și două culei din beton.



Figura 1.4.6. Podul Regele Carol I

Podul "Regele Carol I" are 5 deschideri  $4 \times 140\text{m} + 1 \times 190\text{m}$ , consolele aferente de 50 m.

A fost inaugurat în 1895, fiind primul pod din România construit din oțel, după ce proiectantul Anghel Saligny a făcut o vizită de documentare pe șantierul podului Firth of Forth.

Încercări de pornire a proiectului au existat din anul 1887 când a avut loc primul concurs de proiecte, însă abia după al II-lea concurs de proiecte s-a stabilit firma care asigură livrarea tăbliei și anume Compania Fives-Lille din Paris.

Oțelul folosit la partea metalică este oțel moale având următoarele caracteristici:

-  $\sigma_r = 4500 \text{ daN/cm}^2$

-

$\sigma_c = 2500$

$\text{daN/cm}^2$

Într-o revistă franceză de specialitate din anul 1891 au fost prevăzute următoarele caracteristici ale oțelului moale:

- $\sigma_a=850 \text{ daN/cm}^2$  pentru structura
- $\sigma_a=750 \text{ daN/cm}^2$  pentru grinzile căii

Cea mai importantă reabilitare a structurii a fost în 1963.

Consolidarea s-a realizat pe toată lungimea podului, rezistența admisibilă considerându-se în acest caz de  $1400 \text{ daN/cm}^2$ .

Talpa inferioară s-a consolidat prin dispunerea unui al III-lea perete montat în exteriorul tălpii existente, diagonalele comprimate prin dispunerea pe inima secțiunii a unor platbenzi, iar cele întinse prin dispunerea unor elemente uzinate prin pretensionare.

Lonjeronii au fost înlocuiți cu profile noi, la o distanță între ei mai mică și anume de 1600 mm.

Antretoazele au fost consolidate în sistem grindă macaz.

Talpa superioară a fost consolidată prin introducerea unei a treia tălpi, dispusă între cele 2.

## **1.5. Scurt istoric pe plan național al podurilor metalice istorice pe grinzi cu console și articulații**

### **1.5.1. Descrierea podului Regele Carol I**



Figura 1.5.1.1. Pod Regele Carol I

Marele inginer Anghel Saligny, este de origine franceză, fiind o ramură a vestitei familii Chatillon-Coligny.

Anghel Saligny urmează școala la pensionul de copii din Focșani, înființat chiar de tatăl său, Alfred Saligny, urmând apoi studiile secundare, la gimnaziul din Focșani și, ulterior, liceul în Germania, la Potsdam. Fiind inițial atras de astronomie, a frecventat cursurile Universității din Berlin, avându-l ca profesor și pe celebrul fizician Hermann von Helmholtz (1821 – 1894). În perioada 1870–1874, a urmat studiile ingineresti, la Școala Tehnică Superioară din Charlottenburg, unde erau profesorii iluștrii ingineri, Schwedler și Franzius. A lucrat sub conducerea profesorului G. Mehrrens, la construcția căii ferate Cottbus-Frankfurt pe Oder și sub conducerea lui Gh. Duca (1877 – 1879), la construcția căii ferate Ploiești-Predeal. Nu se cunoaște data exactă când Saligny a terminat Școala Tehnică, întrucât diploma sa nu a mai fost găsită după ce în 1916 a fost trimisă împreună cu tezaurul românesc la Moscova.

Liniile de cale ferată de la Bârlad-Vaslui și Adjud-Tg. Ocna, podurile peste Trotuș de la Urechești și Onești, podul dublu de șosea și cale ferată de la Cosmesti peste Siret, tunelul de fontă de la Mostistea, linia București-Fetești, au fost construite sub îndrumarea marelui constructor.

Serviciul de cale ferată de pe linia Fetești-Cernavodă a făcut în anul 1888 un Memoriu Descriptiv cu referire la podul de la Cernavodă peste Dunăre.

În acest memoriu s-au descris dispozițiile generale care au determinat construcția podului, modul în care s-a proiectat, deasemenea numărul de deschideri, tipul de infrastructură și suprastructură aleasă, sistemul de pod ales, presiunea vântului, tipul materialului, montajul, etc.

Aceste dispoziții, înainte de începerea elaborării proiectului, au fost examinate și aprobate de Comisia de Ingineri alcătuită pentru acest proiect.

După examinarea proiectului, serviciul constituit a trecut la redactarea propriuzisă a acestuia, pe baza proiectelor anterioare. [90]

### **1.5.1.1. Caracteristici**

Anghel Saligny a folosit și datele proiectelor prezentate în 1882 respectiv 1886, astfel datele caracteristice ale structurii sunt următoarele:

- podul va fi cu o singură cale ferată;
- traseul structurii va fi cel propus de firma franceză Batignolles;
- înălțimea liberă deasupra etiajului la Cernavodă va fi de circa 30 m;
- fundațiile vor fi la -27 m sub cota etiajului;
- pilele vor fi din zidărie cu sparghețuri;

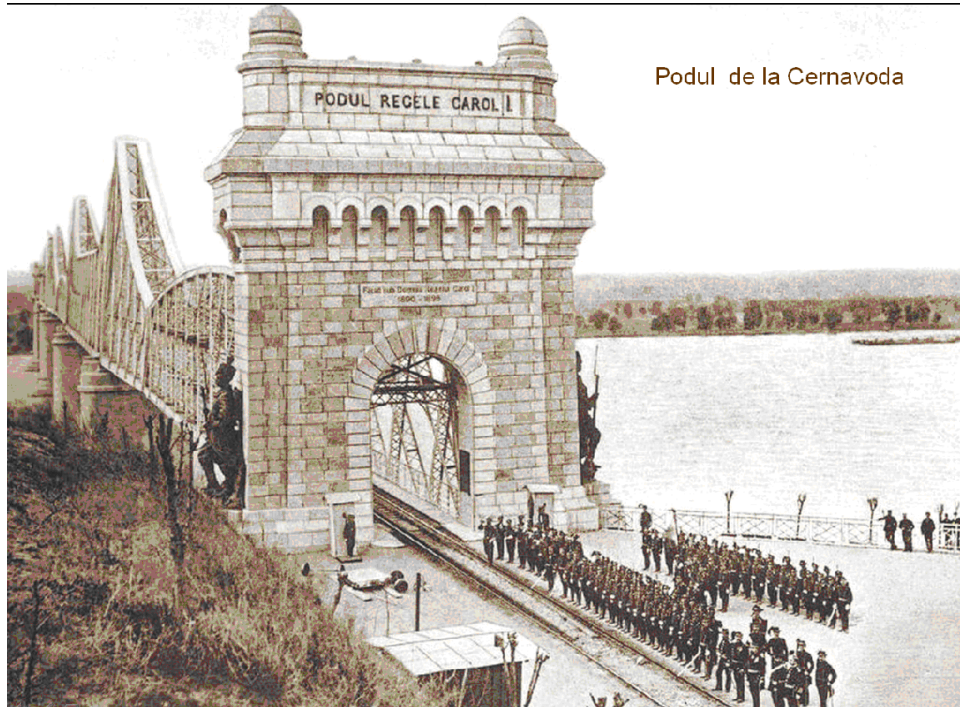


Figura 1.5.1.1.1. Intrarea pe podul Regele Carol I

Structura podului este proiectată ca o grindă principală cu zăbrele sistem Gerber static determinată.

Fundațiile sunt din zidărie sub forma unui dreptunghi cu dimensiuni 29.50 x 10.50 m din moloane.

Înălțimea structurii de la talpa fundației până la tablier este de circa 63 m, iar înălțimea de la tablier variază de la 9-32m.

Structura a fost împărțită în tronsoane, grinzile(cantilever beam) dintre reazeme au deschiderea de 140 m, consolele aferente sunt de 50 m, iar grinzile independente au deschiderea de 90 m. Uzinarea tăblierelor metalice s-a realizat în Franța și Belgia.

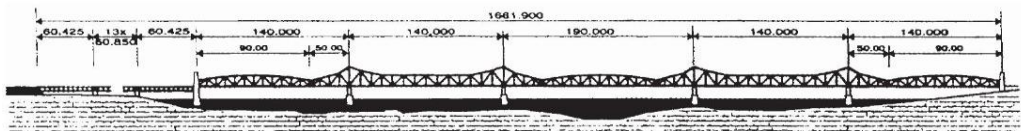


Figura 1.5.1.1.2. Dispoziția generala a podului

Planul lor este puțin înclinat pe verticală înspre interior.

Tălpile inferioare sunt rectilinii, tălpile superioare sunt curbilinii și zăbrelele care le unesc sunt un sistem dublu triunghiular.

Ecartamentul podului, la partea inferioară este de 9 m pentru partea centrală până la consola, de 6 m pentru tablurile independente și variază de la 6-9 m pe lungimea consolei.

Tablierul este unit prin contravântuirile transversale, situate în planul diagonalelor comprimate, și de către contravântuirile orizontale dispuse între tălpile inferioare.

Tablierul are doar o singură cale. Este construit cu traverse metalice, care sprijină direct pe lonjeroni și prin intermediul lor pe pod.

Tablurile au fost montate pe schelă de lemn, cu infrastructura din piloți de lemn bătuți. După terminarea montajului și a nituirii elementelor, tăblierul s-a ridicat la cota definitivă o dată cu subzidirea fundațiilor.

- 1) Tăblurile independente. Înălțimea maximă la mijlocul podului a fost luată egală cu  $\frac{1}{8}$  din lungime.

$$\frac{1}{8} L = \frac{96}{8} = 12.00\text{m} \quad (1.1)$$

Înălțimea minimă la extremitățile consolelor a fost fixată în vederea stabilirii contravântuirilor transversale, la 7.50 m.

- 2) Tablurile cu console. Înălțimea maximă a acestor porțiuni este de 31 m deasupra pilelor marilor console și respectiv 24 m deasupra pilelor micilor console.

Aceste înălțimi sunt în concordanță cu rezultatele regulilor empirice date de autorii englezi.

Înălțimile minime sunt indentificate la tăblurile independente, de 7.5 m; înălțimile intermediare rezultă din forma continuă a tălpii superioare.

Tăblurile podului sunt constituite din două serii de diagonale, dispuse în sistem triunghiular.

Nu s-a admis sistemul de zăbrele pentru ca ar fi fost o suprafață prea mare supusă la acțiunea vântului. Astfel s-a preferat sistemul triunghiular sau rectangular deoarece era mai avantajos din punct de vedere al materialului decât din punct de vedere estetic.

Unghiul de înclinație al diagonalelor variază între 13 și 36°.

Unghiurile de înclinație rezultă de la înălțimea variabilă a podului și de la condițiile pe care le-a impus să nu afecteze paralelismul diagonalelor, util în estetica podului.

A rezultat o variație destul de sensibilă în lungimea panourilor.

### 1.5.1.2. Calculul structurii

Încărcările accidentale care le-am luat în calcule sunt:

3.5 tone pe m

Pentru a determina acea valoare, s-a admis că podul este solicitat de încărcarea dintr-un tren compus din 3 locomotive și un număr de vagoane.

S-au determinat momentele și eforturile maxime produse de încărcarea din convoi, s-a dedus înainte încărcarea uniformă echivalentă care a produs aceleași eforturi.

S-a admis pentru presiunea vântului în două ipoteze:

- în ipoteza în care podul ar fi parcurs de un convoi,  $180 \text{ kg/m}^2$ ;
- în ipoteza când podul este gol presiunea vântului ar fi  $270 \text{ kg/m}^2$ ;

Aceste două ipoteze au fost confirmate și de inginerul Winkler.

Presiunea vântului în suprastructură variază de la o deschidere la alta în funcție de dimensiunile pieselor/secțiunilor elementelor.

Valoarea presiunii care revine în fiecare nod, s-a stabilit în același mod ca și încărcarea proprie în suprastructură. S-a calculat suprafața solicitată la vânt și presiunea corespondentă pentru piesele care intră în același nod, și s-a luat pentru fiecare nod jumătate din suma presiunilor obținute.

S-a considerat că și suprafața solicitată la vânt este o elevație și s-a ținut cont de al II-lea parapet folosind un coeficient de multiplicare.

Coeficientul de multiplicare luat este 2, atunci când cele două suprafețe/elevații se află la o distanță mai mare de 6 m, și egală cu 1,5 m atunci când aceasta distanță este mai mică decât 6 m.

Presiunea vântului pe suprafața convoiului a fost considerată ca o forță uniform distribuită.

S-a considerat suprafața convoiului egală cu o suprafață rectangulară de înălțime 2.5 m și suprafața de convoi solicitată rămâne 2.1 m.

Presiunea pe metru va fi:

$$1 \times 2.10 \times 0.180t = 0.370t \quad (1.2)$$

Eforturile interioare

Eforturile au fost calculate în două feluri și anume:

- grafic;
- analitic;

Se discută aici doar calculele analitice, calculele grafice pot fi văzute în planuri/plașe.

Tălpile inferioare sunt solicitate din eforturile provenite din greutatea proprie, din încărcarea mobilă și din presiunea vântului.

Tălpile superioare nu sunt solicitate într-un mod direct de eforturile provenite din încărcarea proprie și de încărcarea mobilă. Vântul nu acționează direct asupra lor, pentru că nu sunt contravântuiri la partea superioară a tăblrierului, cu toate acestea ea este indirect solicitată de eforturile rezultate din tendința de inversare [30].

Eforturile provenite din încărcarea proprie sunt calculate prin relațiile următoare:

$$b = 1/2(M_{n-1}/h_{n-1} + M_n/h_n) \text{ pentru tălpile inferioare} \quad (1.3)$$

$$b_1 = 1/2(M_{n-1}/h_{n-1} + M_n/h_n)_{\text{seca}} \text{ pentru tălpile superioare} \quad (1.4)$$

$M_{n-1}$  și  $M_n$  momentele la extremitățile panoului în discuție  
 $h_{n-1}$  și  $h_n$  înălțimile corespunzătoare

a unghiul facut de talpa superioară cu orizontala.

Calculul și construcția tălpilor. Tălpile sunt solicitate la mari eforturi care variază, pentru tălpile superioare între 57-659 tone, iar pentru tălpile inferioare între 108-989 tone.

Pentru tălpile solicitate la eforturi importante cât și variabile, secțiunea este formată din dublu T, și poate cea mai convenabilă, având multe proprietăți, permite:

- o variație a secțiunii,
- are rezistență mare la flambaj,
- se pretează foarte bine la asamblaj,

S-a compus secțiunea din doua inimi, dintr-un număr variabil de platbenzi și 4 corniere care unesc inimile și platbenzile.

Pentru a diminua cât este posibil presiunea vântului pe tăblîier, nu am dat inimilor decât înălțimea necesară pentru rezistența la flambaj a tălpilor, și am realizat ansamblul talpă-diagonală cu gusee.

Pentru talpa superioară s-a admis:

- inima de 600 mm înălțime și grosime de 15 mm;

Pentru talpa inferioară s-a admis:

- inima de 700 mm înălțime și grosime de 20 mm;

Distanța dintre inimi a fost fixată de 800 mm. Cornierele care leagă inimile de platbenzi au fost alese ca profil L100x100x15.

Grosimea admisă pentru platbenzi variază între 9-20 mm.

**Montanții.** Fiecare segment de pod cu consolă are patru montanți, doi situați pe pile și doi situați la extremitățile consolelor.

Montanții din extremitățile consolelor au mai multe cutii în interiorul cărora sunt dispuse dispozitivele de articulare sau aparatele de reazem.

Sunt solicitate la o încărcare de 92 t.

Secțiunea adoptată pentru acești montanți este compusă din:

- 2 platbenzi de 1050x10 mm;

Aceasta formă este necesară din dispozițiile de execuție ale suporturilor.

### **Calculul și execuția contravânturilor**

a. Contravânturi orizontale

Contravânturile orizontale se compun dintr-un sistem rectangular duble de bare, în care barele pe tălpi sunt înlocuite cu antretoaze.

Diagonalele sunt dimensionate să reziste numai la tracțiune. Diagonalele rigide, pentru a rezista la flambaj, ar avea nevoie de secțiuni mult mai mari decât cele alese pentru eforturile simple.

Calculul lor se împarte în două părți:

- 1) Determinarea eforturilor produse din acțiunea vântului asupra suprastructurii podului;
- 2) Determinarea eforturilor produse de acțiunea vântului asupra convoiului;

Se calculează în primul rând în aceleași fel ca și la eforturile rezultate din încărcare proprie pe diagonalele panourilor principale.

Atunci când eforturile care solicită antretoazele sunt aplicate pe tălpile inferioare, efectul lor este de a avea tendința de a face săgeată în sus. Aceste eforturi sunt în sens contrar de cele rezultate din încărcările accidentale și cu o importanță mult mai mica și astfel nu se ține cont de ele.

b. Contravântuirile transversale

Contravântuirile transversale sunt dispuse în planul montanților și al diagonalelor comprimate.

Înălțimea lor a fost determinată astfel încât punctul cel mai de jos se găsește la 5.70 m deasupra șinelor.

Contravântuirile trasversale se compun din două piese orizontale și un sistem de grindă cu zăbrele dublu triunghiulară.

Forțele exterioare care solicită contravântuirile transversale sunt determinate în următoarele condiții:

Se admite ca forța care solicită o contravântuire este egală cu presiunea vântului pe jumătățile învecinate ale două panouri adiacente.

Stabilitatea fiecărei contravântuiri a fost tratată independent de celelate elemente ale podului. [90]

Calculul și construcția lonjeronilor și antretoazelor tablierului.

**Lonjeronii.** Lonjeroni sunt compuși din grinzi pline, a căror extremitați sunt fixate pe antretoaze cu nituri.

Calculul lonjeronilor

Considerăm lonjeroni ca și părți independente sprijinind pe extremitățile lor.

Forțele exterioare care solicită lonjeroni sunt:

- greutatea proprie  $g_1$ ;
- greutatea tablierului  $g_2$ ;

Cele 2 formează încărcarea proprie.

Încărcările accidentale:

Greutatea proprie a lonjeronilor ( $g_1$ ) a fost calculată cu ajutorul unei formule empirice:

$$g_1 = a h \delta + \beta g l^2 / h t \quad (1.5)$$

$h$	înălțimea în m
$\delta$	grosimea inimii în mm
$l$	lungimea lonjeronului în m
$t$	încărcarea pe cm în kg
$q$	încărcarea totală pe m.l.

Valorile coeficienților  $\alpha$  și  $\beta$  după Winkler sunt:

$l=5.00$ m	$\alpha=5.42$	$\beta=0.285$
$l=10.00$ m	$\alpha=5.34$	$\beta=0.256$
$l=15.00$ m	$\alpha=5.25$	$\beta=0.252$

Valorile  $\alpha$  și  $\beta$  pentru lonjeroni intermediari sunt determinate prin interpolare.

**Calculul și construcția antretoazelor.** Antretoazele sunt alcătuite din grinzi cu inima plină prinse cu nituri de tălpi și de tablier.



Lungimea antretoazelor este constantă în partea centrală a tablierului și variază între 5.07 și 8.07 m pe console.

Lungimea introdusă în calcul a fost măsurată pentru fiecare antretoază.

#### Calculul antretoazelor

Se consideră antretoazele ca și elemente independente rezemând pe extremitățile lor.

Forțele care solicită antretoazele sunt:

- greutatea proprie;
- eforturile transmise de lonjeroni;

Greutatea proprie a fost stabilită cu aceeași formulă empirică ca și la lonjeroni, respectiv formula (1.5).

Eforturile transmise de lonjeroni au fost calculate analitic și grafic.

Pentru lonjeroni s-a admis ca încărcarea accidentală este formată din încărcarea pe osie a locomotivelor; se detremină poziția cea mai defavorabilă a acestor încărcări.

Antretoazele au primit o formă poligonală.

Talpa inferioară este dreaptă. Talpa superioară este dreaptă până la o distanța de 20 cm în afara lonjeronilor, plecând de la aceasta se înclină și va urmări inimile tablierului.

Antretoazele situate la extremitățile consolelor sunt construite într-o manieră diferită, deoarece ele trebuie să sprijine travee independente și din acest motiv trebuie să reziste la eforturi longitudinale din acțiunea frânelor. Secțiunea lor este compusă din două inimi având între ele o distanța de 600 mm, din 4 corniere dispuse pe fața exterioară a inimilor și din 4 platbenzi, două dispuse sus și două jos la bază.

Astfel secțiunea compusă este mult mai rezistentă decât cea necesară din calcule.

**Calculul și construcția tablierului.** Calea pe tablier este compusă din traverse metalice, secțiuni trapezoidale care constituie în ansamblu o suprafață metalică ondulată.

Traversele sunt din lemn de stejar de 2.20 m și secțiune de 24x15 cm, secțiunea sprijină pe un strat de beton de asfalt de 5 cm grosime și sunt din 60 in 60 cm, iar șinele sunt așezate pe calea curentă.

Ridicarea suprastructurii s-a realizat cu ajutorul unei prese de 500 t a cărei capacitate a fost special construită pentru podul "Regele Carol I".

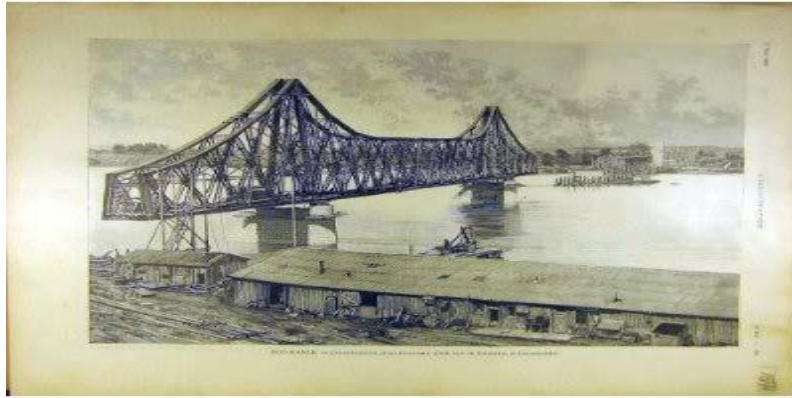
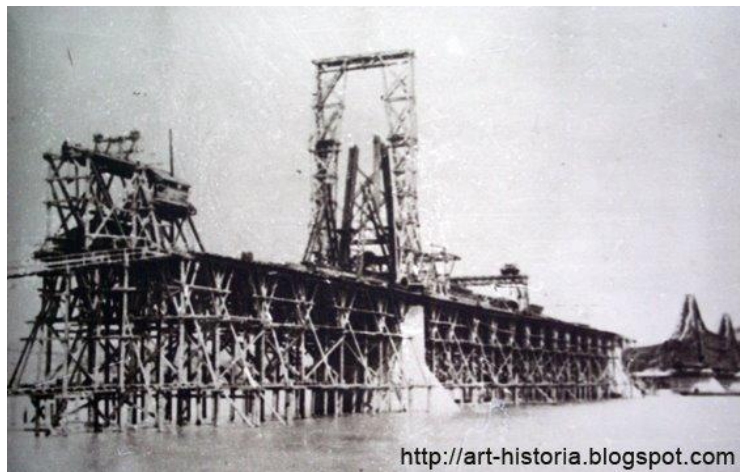


Figura 1.5.1.2.1. Tronsoanele de 140 m

Marea dificultate tehnică a montajului tablierelor podului "Regele Carol I" a fost execuția deschiderii centrale (grindă independentă), care s-a realizat în modul următor:

- s-a executat un eșafodaj înalt de 31 m în albia Dunării, care avea o infrastructură din piloți de lemn,
- partea centrală până la punerea în lucru a articulațiilor Gerber a fost poziționată pe eșafodaj;



<http://art-historia.blogspot.com>

Figura 1.5.1.2.2. Eșafodajul de la construcția podului Regele Carol I



Figura 1.5.1.2.3. Montarea schelei

S-a folosit oțel moale (OL37), deși la proiectele prezentate în 1882 și 1886 era folosit fier pudlat. Anghel Saligny a avut sprijinul prof. Winkler din Austria și Collignon din Franța în luarea acestei decizii.

Grinzile principale ale tablierului sunt concepute ca un sistem triunghiular, cu dimensiunile panourilor de 10,0-12,0 m lungime.

### 1.5.1.3 Consolidarea structurii din anii 1963

Consolidarea structurii este realizată de ISPCF București între anii 1963-1967.

S-a constatat că aproape toate elementele tablierului au rezistența depășită, ele fiind aproape de limita de cedare.

După efectuarea probelor de laborator s-a constatat atât din punct de vedere chimic, metalurgic cât și mecanic ca materialul ar fi similar cu S235 și ca materialul nu prezintă o stare avansată de oboseală.

În calculul de consolidare al tablierului, rezistența admisă a fost considerată 1400 daN/cm<sup>2</sup> și coeficientul dinamic de 1.2.

Consolidarea s-a realizat sub continuă circulație deoarece podul avea o însemnată importanță în căile de comunicație, astfel că pauzele în circulație pentru consolidare erau scurte de circa 90-180 minute într-o zi.

Diagonalele comprimate au fost consolidate prin adăugarea de platbenzi pe inima elementului, întărindu-se și prinderile la noduri.

Diagonalele întinse au fost consolidate cu elemente prefabricate, solidarizate prin pretensionare. Prin pretensionare a fost posibilă aducerea eforturilor maxime la nivelul celor admisibile.

Lonjeronii erau amplasați la o distanță de 2400 mm, peste ei rezemau profilele ZORRES în interiorul cărora erau așezate traversele înglobate într-o masă de mastic bituminos.

Ținând cont de eforturile mari în lonjeronii vechi, au fost introduși lonjeroni noi amplasați la 1600 mm, ei au fost eclisați de console scurte nituite anterior de antretoaze.

Talpa superioară a ridicat cele mai mari probleme tehnice. Tăblierul nu are contravântuire superioară, având numai legături în planul diagonalelor comprimate. În urma unor studii amănunțite s-a stabilit introducerea unei a III-a tălpi dispusă între cele 2 existente. Elementele celei de-a treia tălpi au fost prinse de acestea cu ajutorul unor cadre transversale fixate în planul tuturor diagonalelor. În ideea de a descărca tălpile existente și de solicitările date de sarcina permanentă și pentru a folosi integral capacitatea tălpii noi, s-au introdus eforturi inițiale de pretensionare. Talpa nouă a fost împărțită în tronsoane, iar după montaj acestea au fost pretensionate separat, la capetele fiecăruia s-au dispus grinzi cu macaz. Neexistând contravântuire superioară presiunea vântului se transmite prin cadrele transversale la cea inferioară.

Consolidarea contravânturii inferioare a fost efectuată direct.

Antretoazele aveau înălțimea de 2900 mm în câmp și au fost consolidate în sistem grindă macaz, legatura dintre tirant și antretoaze realizându-se în dreptul lonjeronilor noi. În ideea de a mări eficiența consolidării s-a introdus un efort inițial de pretensionare realizat cu ajutorul a două prese hidraulice, astfel ca s-a introdus un efort de 25 t, după care s-au intercalat fururi între macaz și antretoaza pentru a se elibera presele.

Condițiile de lucru fiind extrem de grele, pauzele de circulației foarte mici, circulație intensă, s-a realizat un proces amănunțit tehnologic, și anume:

- s-au montat cadrele din planul diagonalelor și s-au nituit de grinzile principale;
- s-a montat tronsonul de talpa suplimentară, joantele rămânând nedefinitivate. S-a stabilit că montarea tălpii să pornească de la nodul V(reazem) spre capătul consolei și concomitent spre mijlocul deschiderii centrale.
- în ultima fază s-a efectuat operația de pretensionare [25].

#### **1.5.1.4. Comportarea actuală a structurii**

Până în ani '63 singurele consolidări majore au fost după bombardamentele din al II-lea război mondial, în rest structura nu a suferit deteriorări. Durata de exploatare este impresionantă, structura da tonul unei noi gândiri în proiectarea podurilor cât și în execuția și în stabilirea soluțiilor tehnice de montaj.

În 1981 s-a înlocuit tăblierul VD1, iar în 1994 s-a consolidat antretoaza finală SP1(semiparabola nr.2) [26].

Următoarele poze prezintă starea ei actuală:



Figura 1.5.1.4.1. Traversa

În prezent structura este funcțională, traficul este permis din nou pe pod.



Figura 1.5.1.4.2. Coroziune la talpa inferioară



Figura 1.5.1.4.3. Contravântuiri nituite ascendente și descendente

### 1.5.1.5. Concluzii

Starea actuală a structurii se poate observa și din pozele anterioare, ea necesitând lucrări de întreținere [28] :

- unele elemente ar trebui reabilitate;
- structura ar trebui vopsită, protejată la coroziune



Figura 1.5.1.5.1. Cele 2 tălpi superioare corodate

Anumite elemente nu mai există, unele șuruburi, nituri ar trebui înlocuite.

Fundațiile sunt într-o stare destul de bună ținând cont și de vârsta lor, lucru care se poate observa din figura 1.5.1.5.1.



Figura 1.5.1.5.2. Fundații

### 1.5.2. Podul Traian de la Arad

Podul Traian de la Arad se afla peste râul Mureș, asigurând legătura pentru traficul tramvaielor cât și pentru traficul rutier, el legând două cartiere, Aradul Nou și Aradul Vechi. Asigurând deasemenea legătura între Timișoara-Oradea se poate spune că podul a avut o însemnătate mare pentru zona de vest a țării.



Figura 1.5.2.1. Pod Traian Arad

Podul Traian a fost executat între 1912-1914, tăblierile fiind uzinate la Reșița în cadrul Fabricii de Poduri, fiind una din emblematicele structuri ale orașului Arad, făcând parte din patrimoniul arhitectural al orașului.

Formele curbe pe care le prezintă podul dau impresia unui pod suspendat, în realitate el fiind pe sistem clasic de grinzi cu zăbrele cu articulații de tip Gerber.

Podul are trei deschideri și o lungime totală de 185 m, dimensiunile deschiderilor fiind următoarele:

- deschiderea centrală de 85,30 m;
- deschiderile marginale de 50.05 m;

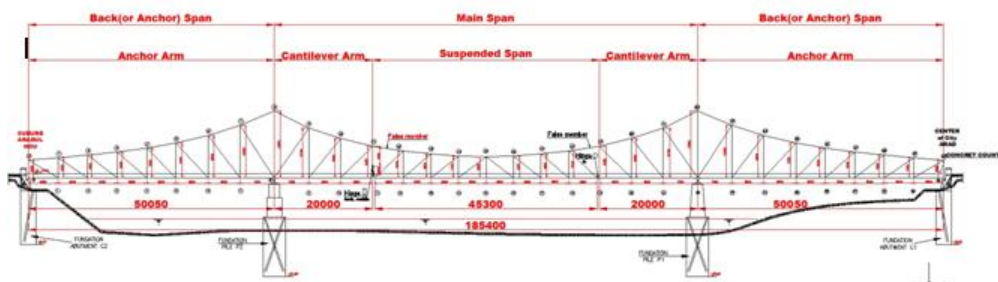


Figura 1.5.2.2. Elevație pod Train Arad

Tăblierile pe console acoperă deschiderile marginale ale podului și au console de 20 m lungime în deschiderea centrală.

Lățimea benzii carosabile este de 8.05 m (asigurând astfel două benzi de circulație pe fiecare sens). Lățimea interax este de 9.6 m, deoarece avem trotuarele de 1.5 m în fiecare parte.

Grinzile principale cu zăbrele ale tablierelor pe console au înălțime variabilă, înălțimea maximă fiind pe reazemele de pe pile și anume de 13.6 m, înălțimile urmând forma diagramei înfășurătoare de momente.

Forma grinzilor cu zăbrele s-a adoptat pentru a se racorda la variația înălțimii tablierelor pe console, acest aspect se explică prin prezența de tălpi "false" în panourile de la intersecția tablierului independent cu tablierul pe console. Tălpile "false" asigură mai mult continuitatea tălpii superioare.



Figura 1.5.2.3. Bara falsă de la talpa superioară

Panourile grinzilor cu zăbrele ale tablierelor au lungimi diferite pentru înclinarea optimă a diagonalelor, în special în zonele aferente reazemelor de pe pile. Aceste lungimi sunt cuprinse între 5.6-7.0 m.

### **1.5.2.1. Podul Traian de la Arad - secțiuni elemente**

Secțiunile transversale ale grinzilor principale cu zăbrele sunt secțiuni compuse din corniere și platbenzi solidarizate cu nituri, având următoarele secțiuni:

- tălpile superioare au secțiuni nituite cu doi pereți verticali în forma de  $\Pi$



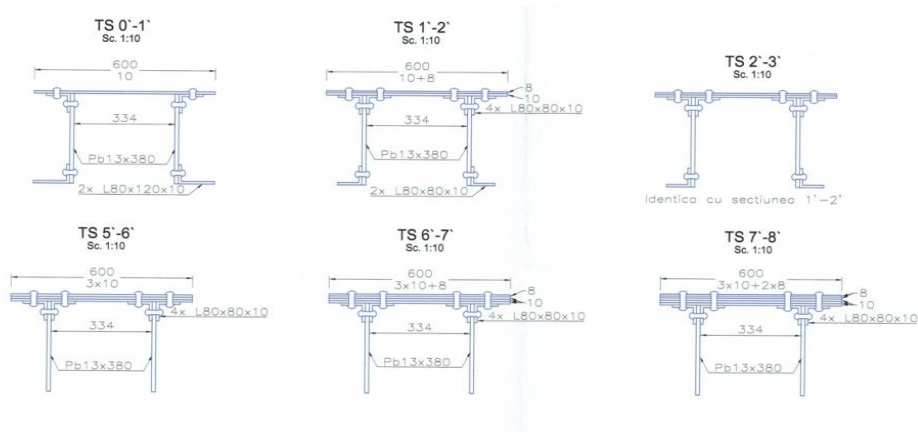


Figura 1.5.2.1.1. Secțiuni talpă superioară

- tălpile inferioare au deasemenea secțiuni nituite cu doi pereți verticali în forma de  $\Pi$  întors, pentru barele cu eforturi mari prezintă o secțiune formată din două ramuri solidarizate cu diafragme la treimea panoului, pentru bare cu solicitări mai mici. La barele cu secțiuni  $\Pi$  întors evacuarea apelor se face prin găuri în platbenzile inferioare, insuficiente ca număr și diametru ceea ce conduce la colmatarea lor și stagnarea de material solid ce întreține umezeala și deci fenomenul de coroziune.

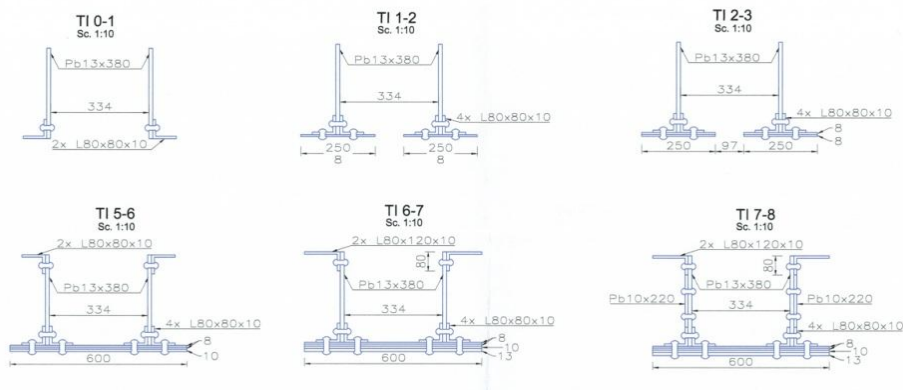


Figura 1.5.2.1.2. Secțiuni talpă inferioară

Diagonalele și montanții curenți sunt din secțiuni compuse, corniere și platbenzi de solidarizare cu plăcuțe și zăbrelute. Montanții de la reazemele de pe pile și culee sunt din secțiuni unitare din platbenzi și corniere nituite.

## 42 Introducere. Scopul și obiectul tezei de doctorat

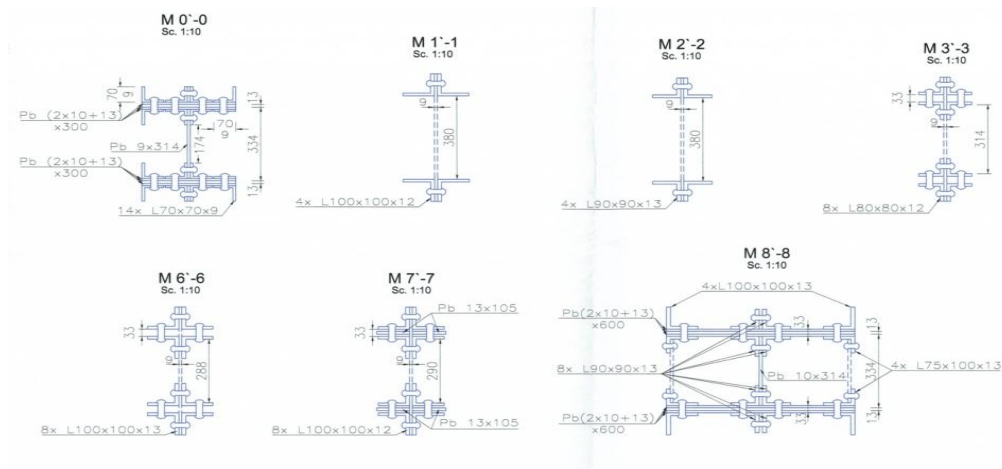


Figura 1.5.2.1.3. Secțiuni montanți

Cadrele transversale au o riglă cu zăbrele cu doi pereți la partea superioară a montanților de pe pile, alcătuită din corniere. Peste rigla sunt amplasate elemente ornamentale care nu au rol de rezistență.



Figura 1.5.2.1.4. Grinda transversală Traian Arad

Tăblierul central independent reazemă articulat la cei doi montanți finali ai consolelor tablierelor marginale fiind practic suspendat prin intermediul a patru articulații Gerber.

Acestea sunt alcătuite din câte patru bare cu ochi având lungimea mai mare spre malul din Aradul Nou și anume 4000 mm, respectiv 850 mm spre Arad Nou. Aceste bare cu ochi sunt introduse la ambele capete în două piese de oțel turnat masive și prinse cu bolțuri de montant respectiv de talpa inferioară a grinzilor principale.



Figura 1.5.2.1.5. Montant în componența căruia se afla bara cu ochi

La tăblier la partea inferioară, la nivelul tălpilor inferioare ale antretoazelor s-au prevăzut contravântuiri duble din bare compuse cu secțiune nituită în forma de "T" alcătuită din 2 corniere cu aripi inegale nituite pe ambele părți ale unei inimi verticale. Barele sunt dispuse în X, pe două panouri, respectiv în panourile 1-2, 2-3, 3-4 și 4-5 ale tăblierelor cu console. În celelalte panouri ale tăblierelor cu console și în toate panourile tăblierului independent, contravântuirile duble sunt dispuse pe lungimea unui panou.

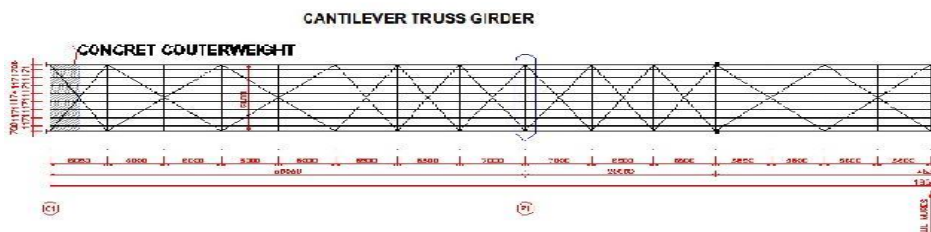


Figura 1.5.2.1.6. Dispunerea contravânturilor orizontale

Trotuarele sunt dispuse la exteriorul grinzilor principale, ele fiind în consolă. Zona cuprinsă între trotuar și partea carosabilă este deschisă și acoperită cu grătar cu plasă din armatură, ceea ce permite realizarea unor inspecții și întrețineri mai bune a  
a                      tablierului                      la                      partea                      inferioară.

#### 44 Introducere. Scopul și obiectul tezei de doctorat

Trotuarele exterioare au lățimea de 1,5 m și sunt asezate pe console metalice prinse de grinzi principale, calea fiind realizată din plăci din beton armat de 10 cm [17]. Calea pe pod este amplasată la partea inferioară, tăblierile sunt grinzi cu zăbrele cu calea jos. Calea este formată dintr-un sistem de grinzi dispuse ortogonal, urmărind transmiterea încărcărilor-lonjeron->antretoaza->grinzi principale.

Grinzile căii sunt acătuite în felul următor:

- lonjeronii sunt în număr de 8 ( 6 centrali și 2 marginali), ei au secțiunea transversală sub formă de "dublu T", înălțimea inimii fiind între 500-655 mm, sunt nituiți integral, dispuși la distanța de 1.17 m simetric față de axul căii;

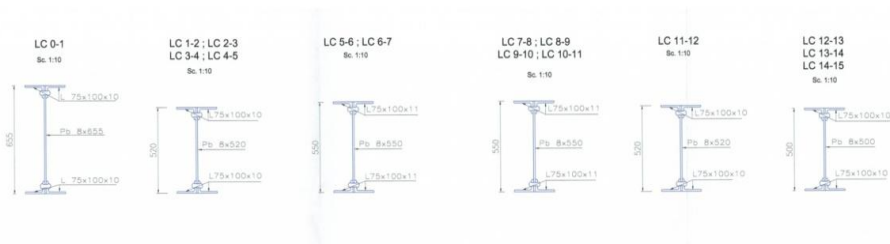


Figura 1.5.2.1.7. Secțiuni lonjeroni

- antretoazele au secțiune "dublu T" cu înălțimea inimii între 850-900 mm, nituite integral, amplasate la nodurile de la tălpile inferioare;

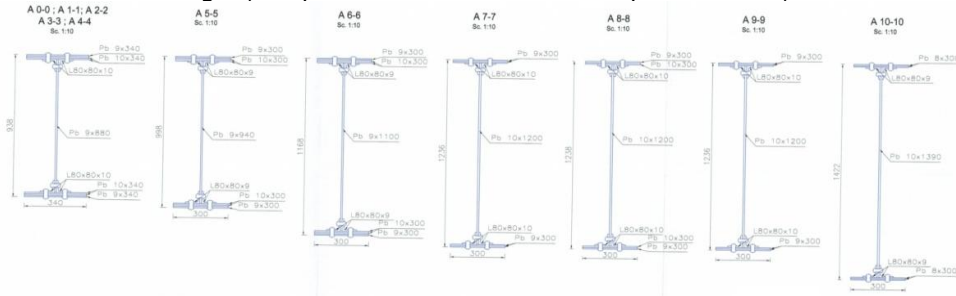


Figura 1.5.2.1.8. Secțiuni antretoaze

- profilele Zorres(130x260) sunt așezate transversal peste lonjeroni, fără conlucrare, ele fiind fixate cu buloane tip "pipa";
- traversele metalice pentru liniile de tramvai, dispuse în spațiile dintre profilele Zorres;
- placa de beton armat turnată peste profilele Zorres;
- sapa de ciment peste placa din beton;
- două straturi din asfalt de 2,5 cm grosime fiecare;

În ideea asigurării deplasării în sens longitudinal, datorită variațiilor de temperatura și deformațiilor sub convoaiele de pe pod, s-au prevăzut rosturi transversale pe culee și la capetele tablierului independent. Fiecare tăblîer cu consola este susținut de 4 aparate de reazem, doua mobile și două fixe, cele mobile sunt amplasate pe culee, iar cele fixe pe pile.



Figura 1.5.2.1.9. Aparare de reazem

Raportul dintre deschiderea centrală și deschiderile marginale este mare ( $85.3/50.05=1.7$ ) și încărcările poziționate pe deschiderea centrală conduc la ridicarea tablierelor cu console de pe reazeme și culee; s-au prevăzut contragreutăți din beton monolit la capetele de pe culee, în panourile finale 0-1 și 29-30, între lonjeronii marginali pe o lungime de aproximativ 3.00 m [17]. Infrastructura este compusă din două pile și două culee din beton, fundate direct.



Figura 1.5.2.1.10. Pila Traian



Figura 1.5.2.1.11. Culee Arad

### 1.5.2.2 Evenimente importante în decursul structurii

În anul 1944 podul a fost distrus, prin aruncarea în aer a pilei P1 astfel ca podul/tăblierul cu console cât și cel independent a cazut întrucât elevația pilei distruse și apoi ridicarea și repararea tablierelor căzute.

Dublarea liniei de tramvai pe pod s-a efectuat probabil în cadrul lucrărilor de reabilitare după al II-lea Razboi Mondial.

Între anii 1952-1953 respectiv 1972-1973 s-au executat lucrări de consolidare a tăblierelor.

La consolidarea din '73 s-au executat lucrări de refacere a platelajului rutier prin înlocuirea vechilor profile Zorres corodate cu noi profile Zores, apoi turnarea peste aceste profile a unui platelaj nou din beton armat, realizarea unor noi rezemări pentru șinele de tramvai prin introducerea unor traverse metalice din profile U, refacerea podinelor trotuarelor, consolidarea unor elemente ale tablierelor. Pentru infrastructură s-au realizat lucrări de protecție cu anrocamente a pilelor împotriva afuierilor.

#### Concluzii:

1. *Motivele apariției podurilor pe grinzi cu console și articulații(Gerber) și modul lor de comportare.*
2. *Scurt istoric pe plan mondial și național al podurilor cu console și articulații(Gerber).*
3. *Descrierea podului Anghel Saligny (alcătuire, încărcări, principii de calcul)*
4. *Podurile cu console și articulații sunt monumente tehnice ingineresti, martori a unei perioade trecute, mentinerea lor în exploatare fiind o datorie a inginerilor de azi.*

## 2. DETERMINAREA STĂRII DE EFORTURI ÎN ELEMENTELE PODURILOR PE GRINZILE CU ZĂBRELE CU CONSOLE ȘI ARTICULAȚII

### 2.1 Principiile podurilor cu articulații Gerber

Grinzile Gerber sunt folosite în special la podurile metalice construite în jurul anilor 1900; folosindu-se acest sistem la tăblierul podurilor metalice se rezolvă problema dilatării termice și tasărilor.

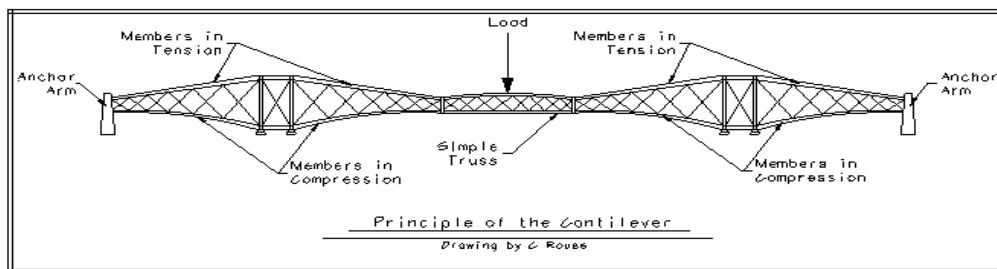


Figura 2.1.1. Principiu de calcul al unui pod cu console și articulații

Podurile cu console și articulații prezintă avantajul că momentele din câmp sunt apropiate de cele de pe reazem, astfel secțiunile elementelor în structura sunt aproape de același fel.

În literatura de specialitate podurile cu console și articulații le găsim sub mai multe denumiri:

- Cantilever- termen englezesc;
- Pont du type cantilever-termen francezesc;
- Auslegerträger- termen german;

Principalele poduri metalice pe sistem Gerber adică cu console și articulații de la noi din țară sunt podul Regele Carol I construit de Anghel Saligny în 1895 și podul Traian de la Arad construit în 1912.

Ambele poduri sunt aproximativ din aceeași perioadă, materialul folosit în construcția lor fiind oțelul moale.

În figura următoare se poate observa cum se calculează o grindă Gerber, iar tăblierul unui pod cu articulații și console se reduce la o grindă Gerber.

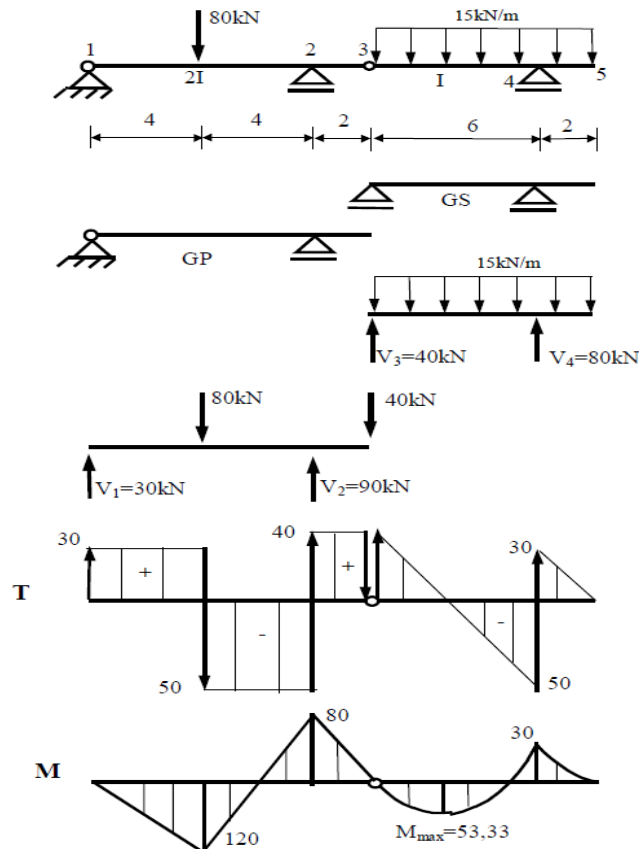


Figura 2.1.2. Principiu de calcul al unei grinzi Gerber

Avantajele acestor tipuri de poduri ar fi următoarele:

- reducerea momentelor de rezemare;
- forma estetică foarte bună;
- nu apar tasări ;
- comportare bună la dilatare termina;

Dezavantajele acestor tipuri de poduri ar fi:

- sisteme de conectare speciale pentru a reduce posibilitatea cedării structurii;
- rigiditatea redusă, flexibilitate mare;
- în caz de mișcare seismică mare posibilitate mare de cedare;
- rezerve reduse ale structurii;





Figura 2.1.3. Schema statică a elevației pod Traian Arad

Anterior a fost prezentat calculul unei grinzi Gerber. Pe lângă calculul clasic există în ultimele decenii și posibilitatea realizării calculului spațial folosind diverse programe astfel încât structura este analizată în totalitate iar conlucrarea dintre elemente fiind din ce în ce mai bine realizată.

La podurile drepte diferența dintre calculul spațial al structurii și calculul static clasic este destul de mică și de cele mai multe ori pentru o simplă verificare se recurge la metoda clasic.

La podurile oblice, în curbă sau la podurile mai complexe, calculul static clasic se înlocuiește cu cel spațial pentru o mai mare acuratețe a rezultatelor obținute.

Podul Traian de la Arad este cu grinzi cu console și articulații, oblic, deci stabilirea modelului de calcul spațial este o necesitate pentru a avea conlucrarea cât mai reală dintre elemente.

Pentru calibrarea modelului de calcul s-a utilizat încercarea în situ a structurii.

## 2.2. Norme și directive utilizate pentru evaluarea stării podurilor existente

Inspectarea podurilor se face neregulat, ori de câte ori apar modificări în exploatarea podului (vehicule mai grele, benzi noi de circulație) sau dacă podul a fost deteriorat (viituri, cutremure, asediu al podului). Însă sunt cazuri în care instituțiile abilitate își evaluează podurile pentru a aloca eficient resursele monetare pentru întreținere. Una dintre cele mai importante cerințe în evaluarea oricărui pod este evaluarea pericolelor la care acesta ar putea fi expus. Procesul de evaluare este diferit de procesul de proiectare. În proiectare, inginerul proiectează un nou pod în baza proprietăților materialelor ce nu sunt exact cunoscute. Creșterea rezistenței prin utilizarea mai multor tipuri de materiale poate crește în mod semnificativ siguranța, fără un cost substanțial mai mare. Prin contrast, în evaluare, inginerul apreciază un pod deja existent. El poate obține date destul de precise despre materiale, prin extragerea unor probe din pod, însă adaugând alte materiale nu poate crește avantajos siguranța evaluată.

În multe țări, au fost efectuate programe ample de evaluare a podurilor sau sunt în curs de desfășurare. În general, podurile sunt mai întâi evaluate folosind normele actuale de proiectare, o analiză viitoare nemaifiind necesară în cazul în care structura este în concordanță cu aceste criterii. Dacă această primă evaluare

identifică unele imperfecțiuni, pot fi utilizate coduri și normative special concepute pentru evaluare; acestea iau în considerare caracteristicile unui anumit tip pod și elimină astfel unele cerințe ample ale codurilor de proiectare generale. [50]

### 2.2.1 Normativul "The Ontario Highway Bridge Design Code" (OHBD), Ontario, Canada

Normativul OHBD (1992) conține un capitol referitor la evaluarea podurilor existente. În acest capitol, aceleași stări limită utilizate în proiectare sunt de asemenea adoptate și în evaluare; cu toate acestea, factorii de încărcare pentru încărcările permanente și cele dinamice sunt modificați. În ceea ce privește comportamentul sistemului, sistemele cu "cale unică de încărcare" (sistemele în care cedarea oricărui component sau îmbinare duc la colapsul sistemului), sunt diferențiate de sistemele cu "căi multiple de încărcare". În ceea ce privește comportamentul elementului, se face diferențiere între componente "primare" și "secundare". Normativul are un format determinist, utilizarea indicelui de siguranță nu se face explicit; factorii de încărcare au derivat din echilibrarea indicilor de siguranță calculați cu valorile target acceptabile.

Tabelul 2.2.1.1. Evaluarea factorilor de încărcare pentru încărcările dinamice (OHBD, 1992)

Tipul traficului	Componenta primară		Componenta secundară
	Cale unică de încărcare în sistem	Căi multiple de încărcare în sistem	
<b>Trafic normal</b>	1.55	1.40	1.30
<b>Controlat</b>	1.25	1.15	1.15

În cazul în care podul este reevaluat în decurs de 5 ani de la evaluarea curentă, factorii pentru încărcarea dinamică pot fi reduși la 90% din valorile specificate, deoarece traficul nu va crește drastic în această perioadă scurtă. Factorii de rezistență sunt aceiași cu cei pentru proiectare.

Deși OHBD ia în considerare comportamentul *sistemului* și al *elementului*, folosind doar definițiile normativului este dificil a decide dacă un element ar trebui să fie considerat componentă primară sau secundară și dacă există doar o singură cale de încărcare sau mai multe căi de încărcare. În plus, influența tipului de analiză structurală cu privire la rezultatul evaluării siguranței și la nivelurile de ductilitate impuse pentru mai multe căi de încărcare nu sunt exprimate în mod direct. [40]

### 2.2.2. Normativul BD 21 și BD 79, Marea Britanie

În Marea Britanie, modelul utilizat în proiectare pentru încărcările dinamice (BA 5400, 1990) este folosit și în evaluare. Cu toate acestea, în evaluare [BD 21, 2001] încărcarea dinamică este redusă pentru a elimina un contingent de 10% inclus în etapa de proiectare și pentru a lua în calcul fluxul de trafic și starea suprafeței drumului. Codul de evaluare BD 21 utilizează același stări limită ca și codurile de

proiectare, dar permite modificări în valorile parametrilor de rezistență pentru a reflecta estimările actualizate ale proprietăților/rezistenței materialului. În același timp, este permisă o reducere a factorilor parțiali de siguranță ai materialului datorită reducerii incertitudinilor atunci când se evaluează structurile existente.

Podurile care nu îndeplinesc cerințele BD 21 sunt considerate sub-standarde. Pentru astfel de poduri, documentul nepublicat BD 79 [BD 79, 2000] explică modul în care nivele mai avansate de evaluare pot fi întreprinse. De exemplu, este descris modul în care pot fi luate în considerare, în procesul de evaluare al siguranței, consecințele cedării și istoria de încărcare. Acest document oferă de asemenea îndrumări cu privire la utilizarea analizei de fiabilitate: se specifică stările limită ce ar trebuie luate în considerare, probabilitatea de distribuție a rezistenței și variabilelor de încărcare precum și incertitudinile modelului. BD 79 propune ca indicele target de fiabilitate să fie stabilit prin comparație cu un pod similar ce satisface cu exactitate cerințele evaluării.

Deși cerințele din BD 79 includ mai mulți factori care nu se regăsesc în codurile de proiectare tradiționale - cum ar fi: consecințele cedării, istoria de încărcare, încărcările specifice și proprietățile actualizate ale materialelor - aplicarea în practică este dificilă, deoarece lipsesc informații privind originea unor grafice (sub forma unor curbe) utilizate pentru evaluarea siguranței. Calibrarea cu un pod asemănător presupune că cerințele actuale de evaluare sunt adecvate, un concept care nu a câștigat acceptarea generală în domeniul podurilor. De asemenea, nu există informații despre modul în care analize structurale mai avansate, precum analiza plastică, pot fi folosite în scopul evaluării. [40]

### 2.2.3 Normativul CAN/CSA-S6-88, Canada

Clauza 1.2 din "Evaluarea podurilor existente" din codul de proiectare canadian CSA-S6-88 a fost primul normativ în care erau specificate valori pentru nivelul necesar de fiabilitate (target) pentru poduri [CSA, 1990]. Această clauză se aplică „doar podurilor care prezintă siguranță în cazul unor încărcări ce duc la colaps altele decât încărcările din trafic”, făcând referire doar la scenarii de supraîncărcare datorate traficului. Indicele țintă de fiabilitate  $\beta_t$  este dat în funcție de patru factori:

- *comportamentul elementului* (fragil cu/fără capacitate post-cedare, cedare ductilă);
- *comportamentul sistemului* (elemente care nu/probabil/sigur duc la colaps total);
- *categoria de trafic* (care nu permit/ care permite călătorii multiple, traficul controlat);
- *nivelul de control* (fără posibilitatea de a fi inspectat, inspecții de rutină sau speciale).

Ecuția stării limită este aceeași ca pentru proiectare, dar cu factori parțiali modificați. Factorul parțial al încărcării permanente depinde de indicele de fiabilitatea țintă și de tipul încărcării permanente. Factorul parțial al încărcării dinamice depinde de indicele de fiabilitatea țintă, tipul de analiză și deschiderea podului. Originea indexului de fiabilitate target se bazează pe criteriul empiric "siguranța vieții" iar originea valorilor factorilor parțiali este "esențial bazată pe calibrarea cu criteriul anterior, inclusiv indicii de fiabilitate".

Normativul canadian este precis și permite celor patru factori importanți menționați mai sus să fie luați în considerare, în cadrul evaluării. Din păcate, nu există

informații detaliate cu privire la nivelul de avertisment, periclitarea vieții omenești. În plus, lipsesc criteriile precise privind nivelul de ductilitate în comportamentul elementului și de asemenea în comportamentul sistemului.

### 2.2.4 Normativul AND 522-2002, România

Reabilitarea podurilor este o chestiune complexă. Administrația Română a Drumurilor a adoptat o metodologie calitativă de verificare, bazată pe apreciere stării tehnice a structurilor, de către experți. Sunt definiți indici de calitate, în cele din urmă starea tehnică a structurii fiind dată de indicele  $I_{ST}$ :

$$I_{st} = \sum_{i=1}^{i=5} C_i + \sum_{i=1}^{i=5} F_i \quad (2.1)$$

Unde

Tabelul 2.2.4.1. Semnificația indicilor de calitate, România

<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <i>Indexului C este o însumare a cinci aspecte:</i></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <i>Pentru cerințele funcționale, de asemenea, cinci aspecte sunt relevante:</i></li> </ul>
<p><math>C_1</math> → se referă la grinda principală  <math>C_2</math> → se referă la elementele platelajului  <math>C_3</math> → se referă la infrastructură și reazeme  <math>C_4</math> → se referă la albia râului  <math>C_5</math> → se referă la calitatea suprafeței platelajului</p>	<p><math>F_1</math> → exprimă starea traficului de pe pod  <math>F_2</math> → exprimă clasa încărcării drumului  <math>F_3</math> → ia în considerare anul construcției și tipul acesteia  <math>F_4</math> → se referă la calitatea fabricării, condițiile de montare și operare  <math>F_5</math> → se referă la mentenanța structurii.</p>

Pentru fiecare index sunt date note (de la 1 - 10). În funcție de acest indice se determină clasa tehnică a podului, apoi se decide strategia pentru mentenanță și stabilitate:

- ✓ stare tehnică foarte bună;
- ✓ stare tehnică bună;

- ✓ stare tehnică satisfăcătoare;
- ✓ stare tehnică nesatisfăcătoare;
- ✓ starea tehnică actuală nu poate asigura securitatea structurii.

Această metodă este adecvată pentru podurile de beton și podurile de oțel relativ noi (20-30 ani). Avantajul metodei este simplitatea, formula de calcul a indicilor nu necesită un calcul complex. Dezavantajul este subiectivitatea.

Pentru podurile de oțel mai vechi poate avea doar un caracter informativ, fiind necesară o metodologie mai rafinată. Pe baza acestor concluzii, administrația poate lua o decizie în ceea ce privește planificarea lucrărilor de întreținere. În urma examinării documentației existente, este recomandată o simplă analiză a structurii.

Normativele structurale existente utilizate în evaluare folosesc aceleași concepte ca și codurile de proiectare tradiționale, dar cu modificări ce iau în considerare o mai bună cunoaștere a podului în curs de evaluare. În ceea ce privește ductilitate și redundanța, nici unul din normative nu specifică "nivelul de avertisment" sau modul în care o cedare poate fi considerată ca fiind ductilă sau casantă (fragilă).

Lipsa de informații ar putea conduce la o interpretare greșită sau la o estimare prea optimistă a siguranței ca urmare a redundanței "benefice". Cele mai multe dintre referințele citate produc evaluări subiective ale efectelor sistemului. Acest lucru nu este suficient în faza de evaluare a structurilor existente, deoarece este nevoie de o evaluare obiectivă a redundanței sistemului structural. Deși unele dintre codurile structurale utilizate pentru evaluare includ prevederi suplimentare care nu sunt incluse în codurile tradiționale de proiectare - cum ar fi ductilitate, redundanța, consecințele cedării, costurile măsurilor de siguranță, încărcări și deteriorări specifice - nu este un cod unic care să combine toți acești parametri și să furnizeze suficiente informații cu privire la modul de cuantificare a fiecărui parametru. Deoarece toți acești parametri au o influență asupra riscului de prăbușire, în mod evident trebuie dezvoltată o astfel de metodologie atotcuprinzătoare. Unele normative se bazează pe concepte de fiabilitate.

Dificultatea majoră în această abordare este de a găsi o metodă consecventă de determinare a indicelui de fiabilitate țintă. Deși codurile probabilistice vizează valorile țintă, este adesea neclar modul în care au fost derivate. De exemplu, criteriul de cedare, ce poate avea o influență enormă asupra indicelui calculat de fiabilitate, nu este niciodată menționat în coduri. [6].

### 2.2.5 Normele germane DS 805-1999

Aceste norme conțin și o parte referitoare la podurile sudate.

Determinarea capacității portante a structurilor se realizează pe baza unei metodologii în 4 etape:

- aprecierea siguranței în exploatare;
- determinarea siguranței în exploatare;
- calculul exact al siguranței în exploatare;
- determinarea siguranței în exploatare pe baza încercărilor "in situ"; [8].

### 2.2.6 Normele europene EUROCODE

Aceste norme deși sunt destul de ample nu acoperă întreaga gamă a calculului construcțiilor, ele nu prevăd în mod explicit o metodologie de calcul pentru aprecierea capacității portante a structurilor existente, referindu-se la structurile noi în mare parte. Unele țări au elaborat normative în acest sens, în ultimele decenii acestea au evoluat mult, dacă la început aveau doar criterii simple de cumulare a degradărilor produse de traficul scurs pe pod, ulterior au apărut criterii care țin seama de apariția și dezvoltarea fisurilor produse de oboseala materialului. Standardul DS 805-1999 se poate da ca și exemplu, el are la bază conceptul de siguranță semiprobabilist denumit și:

“Conceptul EC”->  $\gamma_s S_k \leq R_k / \gamma_M$ -> « semiprobabilist »

O corespondență între vechiul concept de siguranță (MRA-SR 1911-98) și metoda semiprobabilistă a stărilor limită (DS 805, Eurocode) este prezentată mai jos:

“Conceptul  $\sigma_a$ ”  $\sigma_{ef} \leq \sigma_a$

Valorile eforturilor unitare efective și admisibile sunt stabilite pe baza unui coeficient de siguranță  $\gamma_{gl}$ .

- dacă avem încărcări cuprinse în norme sunt valori caracteristice;
- dacă avem de făcut verificări de rezistență la limita de curgere, atunci este valabilă următoarea formulă:

$$\sigma_{ef} \leq f_{yk} / \gamma_{gl}$$

unde:

$$\gamma_{gl} = \gamma_M \times \gamma_M$$

avem:

$$\sigma_d = \sigma_{ef} \times \gamma_{gl} \leq f_{yk} / \gamma_M$$

$\sigma_d$  – valoarea de calcul a solicitării

$f_{yk} / \gamma_M$  – valoarea de calcul a capacității portante [43].

### 2.2.7 Norma elvețienă SIA 161

$$\Delta \sigma_e = \alpha \Delta \sigma(Q_{far})$$

$$\Delta \sigma_e \leq \Delta \sigma_c$$

$$\Delta \sigma_c = \sigma_{max} - \sigma_{min}$$

$\Delta\sigma_e$  - reprezintă ecartul de tensiuni echivalent

$\Delta\sigma_c$  -reprezintă rezistența la oboseală

$\alpha$  -reprezintă factorul de încărcare care se calculează după tipul de trafic dat, se folosește graficul următor.

Ecartul de tensiuni echivalent rezultă cu ajutorul factorului de încărcare, care reprezintă „ plinătatea” istoricului solicitărilor a convoiului față de un convoi standard( exemplu UIC).

Rezistența la oboseală este dată în norme pentru diferite cazuri de creștere. Podurile nituite nu sunt tratate în detaliu.

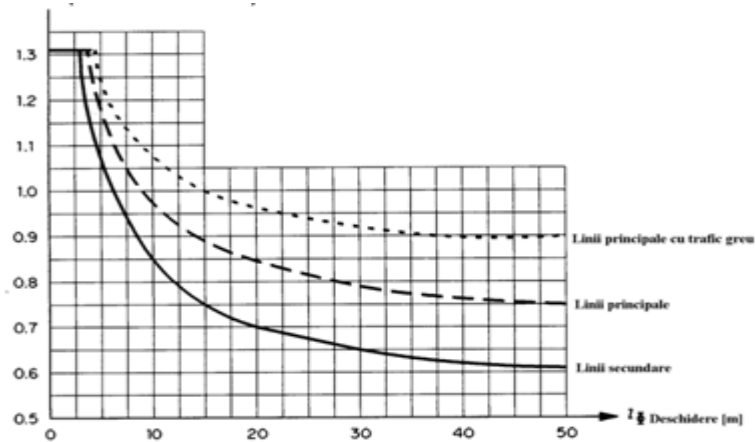


Figura 2.2.7.1 Factorul de încărcare  $\sigma$

Calculul structurilor cu vechime în exploatare se face după norme specifice ale administrațiilor respective. [9].

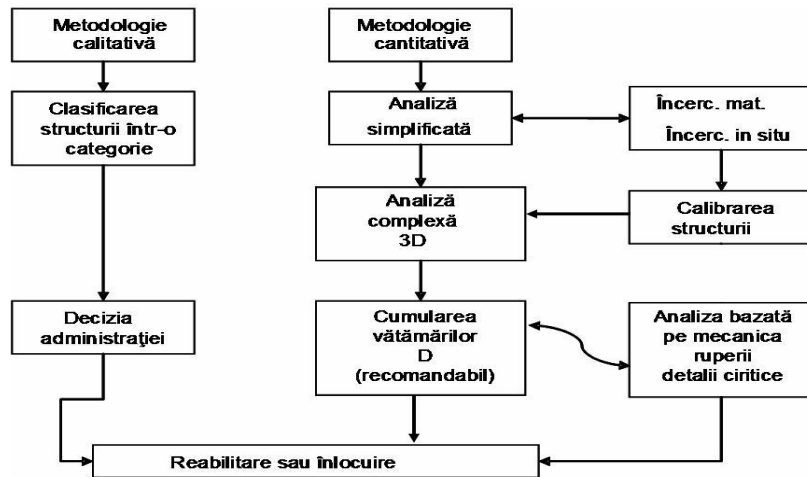


Figura 2.2.7.2. Schema metodologiei

### 2.3. Studiu de caz pod Traian Arad. Stabilirea modelului de calcul

Poziția podului este pe axa Nord – Sud între Banat și Crișana.

Podul Traian de la Arad este un pod metalic istoric, el fiind construit la începutul secolului XX, stabilirea modelului de calcul a unei astfel de structuri într-un program de calcul este foarte anevoioasă, structura având mii de elemente, fiecare element trebuie tratat individual pentru o corela în mod eficient comportarea reală a structurii cu modelul de calcul.

La structurile obișnuite din ingineria civilă, stabilirea modelului de calcul este mult mai ușoară; la poduri acest lucru este destul de dificil deoarece este nevoie de un istoric al traficului în timp pe acel pod înaintea stabilirii un model de calcul. Istoricul traficului arată ce încărcări au fost în timp pe acea structură, tipul convoielor.

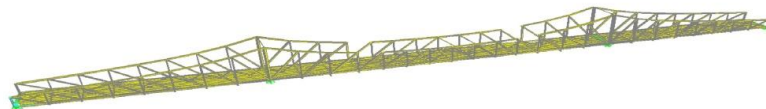


Figura 2.3.1. Modelul podului Traian de la Arad



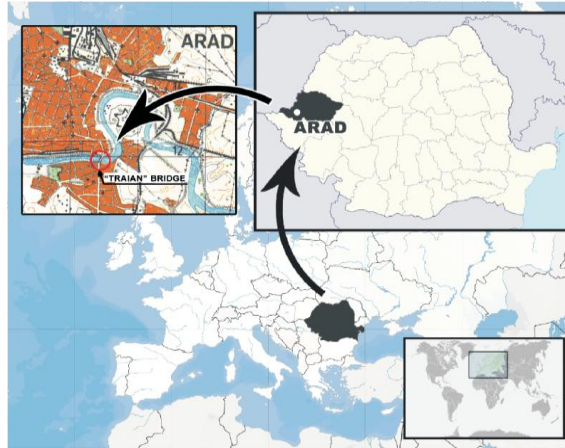


Figura 2.3.2. Poziția podului Traian de la Arad

Podul este realizat într-un sistem clasic de grinzi cu zăbrele cu console și articulații de tip Gerber având trei deschideri,  $L = 50,05 + 85,30 + 50,05 = 185,40$  m; lățimea părți carosabile este 8,05 m (permițând câte o bandă de circulație pe fiecare sens de mers). [17].

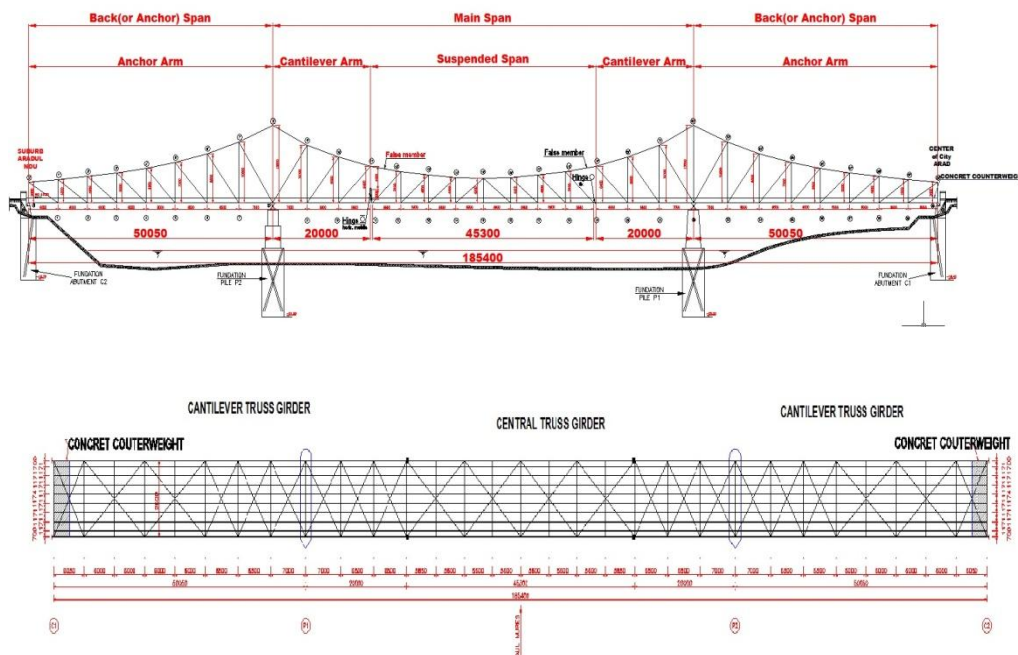


Figura 2.3.3. Elevație și vedere de sus a podului Traian de la Arad

Elementele podului toate sunt elemente compuse din platbenzi și corniere. Antretoazele sunt compuse din o platbandă de 390-1200 mm și una sau mai multe

## 58 Determinarea stării de eforturi în elementele podurilor pe grinzi

platbenzi de 9x300 plus 4 corniere de 80x80 cu grosimea variind între 9-10 mm depinzând fiecare de poziția pe care o are în structura podului.

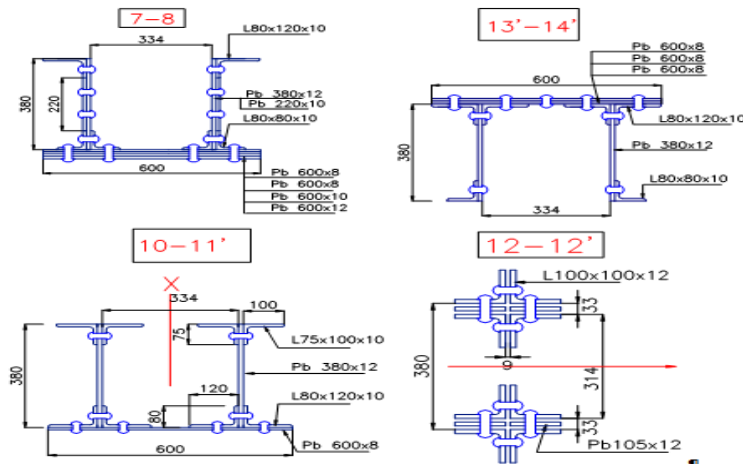


Figura 2.3.4. Elementele podului Traian de la Arad

Podul a fost verificat de mai multe ori.

Pe baza testelor de laborator, materialul de bază este un oțel comparabil cu St 34 – 37.n(S235): Limita de curgere  $\sigma_y = 230 \text{ N/mm}^2$ ; Limita de rupere  $\sigma_{ult} = 360 \text{ N/mm}^2$ .

Concluziile ultimului raport (1992), bazându-se și pe rezultatele testelor in situ pe structură (cu camioane de 30 Tone) au fost nefavorabile. Unele restricții au fost introduse: traficul greu a fost interzis, doar traficul ușor este permis, tramvaiul poate fi alcătuit din două vagoane (având viteza maximă admisă de 10 km/h) și doar un singur tramvai este permis pe pod.

Cea mai mare parte a podului este încă originală și a prezentat o serie de defecte a căror cauză este:

- coroziunea puternică;
- oboseala materialului;
- uzura;



Figura 2.3.5. Elementele podului Traian de la Arad în stare avansată de coroziune

### **Starea tehnică a podului Traian**

Verificarea structurilor existente trebuie să se bazeze pe documentația completă a structurii:

- desene cu detalii de precizie,
- dimensiuni și secțiuni transversale ale tuturor elementelor structurale,
- informații cu privire material,
- informații despre istoricul solicitărilor.

Cu toate acestea, în multe cazuri, aceste documentații sunt incomplete sau lipsesc! În cazul podului Traian documentația s-a găsit la Uzinele Reșița [18].

## **2.4. Calibrarea modelului de calcul**

Calibrarea modelului de calcul s-a făcut cu ajutorul încercării in situ și a respectat următoarea schemă logică.

Modelul de calcul s-a modelat/simulat cu ajutorul convoiului de încercare astfel încât rezultatele simulării să fie comparabile cu cele măsurate în încercarea in situ.

După comparare eforturilor și deformațiilor calculate cu cele măsurate s-a trecut la validarea modelului și abia după această etapă s-a simulat cu încărcările normate: A30 V80 și tramvai.

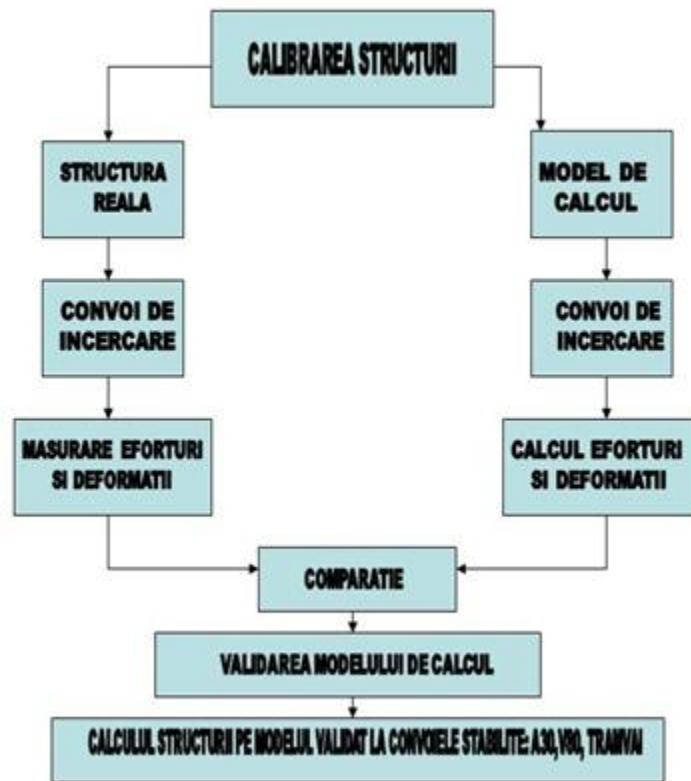


Figura 2.4.1. Schema de calibrare a structurii

### ***Încercare in situ a suprastructurii***

Încercarea in situ a suprastructurii s-a realizat pentru a obține informații asupra comportării la acțiunile sarcinilor utile, pentru a aprecia capacitatea portantă reală și respectiv siguranța în exploatare a structurii sub următoarele aspecte:

- rezistența și stabilitatea structurii;
- comportarea elastică;
- starea de eforturi și deformații în barele și secțiunile caracteristice ținând seama și de caracteristicile fizico-mecanice ale materialului din structură;
- concordanța cu prevederile de calcul;

Podul Traian de la Arad aflat în exploatare de 99 ani s-a încercat conform STAS 12504-86 pct. 1.4.d. Încercarea s-a făcut pe deschiderea marginală și deschiderea centrală la acțiuni de probă statice urmărind deformațiile și eforturile în secțiunile principale și în barele cele mai solicitate. Pozițiile convoiului de încercare s-au stabilit astfel încât să se obțină eforturile maxime în bare [13].

La încercare s-au folosit autocamioane tip Roman încărcate cu pietriș, având greutatea de la 25.7 t-29.1 t.

Tabel . 2.4.1. Camioanele ROMAN folosite la încercare

<b>Nr. camion</b>	<b>Tipul</b>	<b>Osia P1(t) față</b>	<b>Osia P2(t) spate</b>	<b>Total(t)</b>
1	ROMAN	5.2	23.2	28.4
2	ROMAN	5.3	23	28.3
3	ROMAN	5.6	23.2	28.4
4	ROMAN	6.4	22.1	28.3
5	ROMAN	5.2	23.9	29.1
6	ROMAN	6.3	21.5	27.8
7	ROMAN	5.9	23.2	29.1
8	ROMAN	3.6	21.9	25.7

S-au prevăzut 3 scheme de încercare în sens longitudinal, cu două poziții în secțiune transversală și anume:

- SCHEMA 1 de încărcare cu un convoi de 4 camioane dispuse în deschiderea marginală astfel încât să se obțină momentul maxim în secțiunea 4. În secțiune transversală se vor adopta următoarele poziții:
  - poziția la1- cu un singur șir de camioane
  - poziția la2 cu 2 șiruri de camioane
  - poziția lb –cu 2 șiruri de camioane
- SCHEMA 2 cu 4 camioane se vor adopta aceleași poziții ca și la schema 1 doar că de această dată vor fi dispuse în partea centrală a podului pe grinda independentă;
- SCHEMA 3 vor fi 8 camioane dispuse conform schemelor 1 și 2.

Valorile maxime ale săgeților măsurate sunt de:

- 16.00 mm pentru deschiderea de 50.05 m lungime;
- 30.00 mm pentru deschiderea de 85.30 m;

Prevederile standardului 1911/75 .8.5.7 arată că săgeata maximă admisă elastică pentru convoiul de calcul ar fi de 3.0 cm, astfel că raportul  $f/l=1/2800$ , mult mai mic decât cel admis.

Calibrarea modelului de calcul a fost dificilă deoarece elementele sunt compuse, până s-a ajuns la o comportare apropiată de realitate pentru fiecare tip de element, în modelul creat în Sap2000. S-au folosit elemente compuse. Materialul folosit în model fiind S235 echivalentul materialului folosit la începutul secolului.

Fiecare tip de element s-a modelat în parte deoarece a fost element compus din mai multe secțiuni (platbenzi+corniere).

## 62 Determinarea stării de eforturi în elementele podurilor pe grinzi

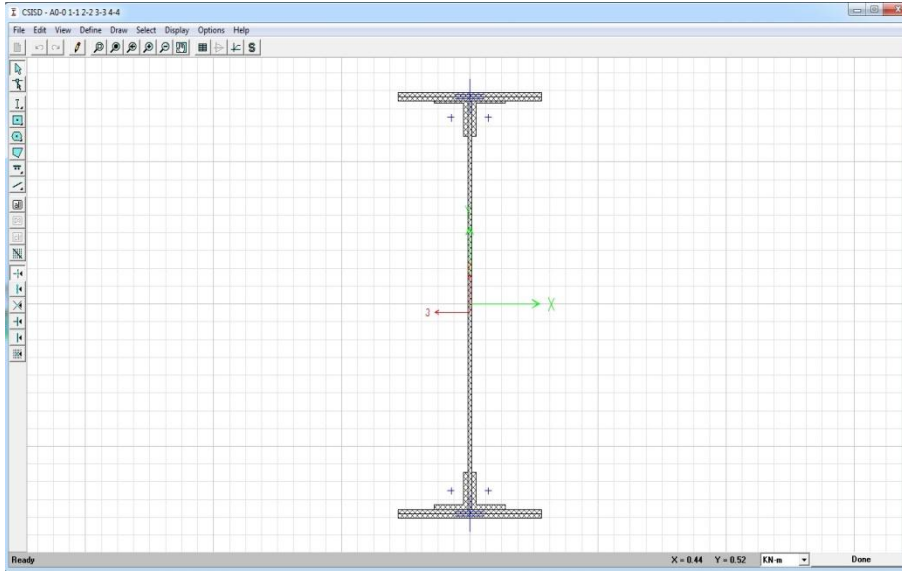


Figura 2.4.2. Modelarea antretoazei-secțiune compusă

Lonjeronii la fel sunt secțiuni compuse din platbenzi cu diferite înălțimi (500-520-550-655), depinzând deasemenea de poziția lor în structură, la care se adaugă 4 corniere de 75x100x10(11) mm.

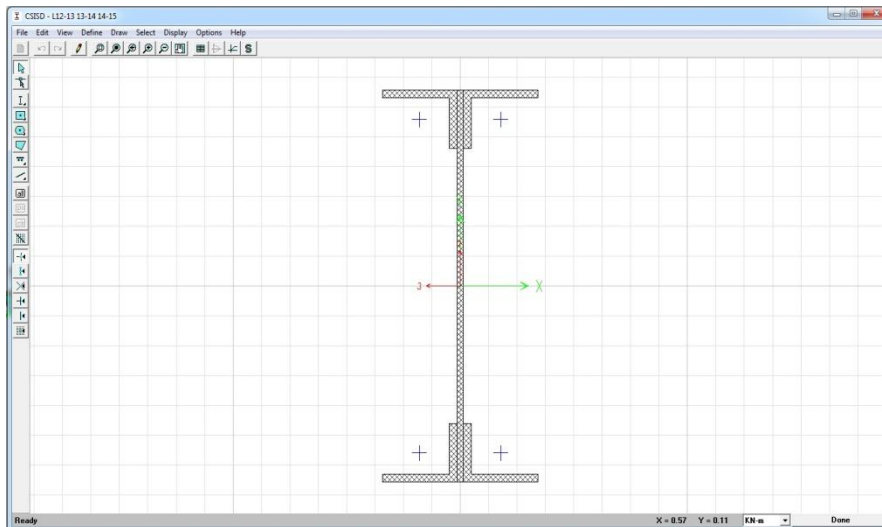


Figura 2.4.3. Modelarea lonjeronului-secțiune compusă

Talpa superioară, tot secțiune compusă, are diferite elemente, componența ei diferă de poziția în structură de la 3 platbenzi până la 7 platbenzi și de la 4 corniere (80x80x10) până la 6 corniere.

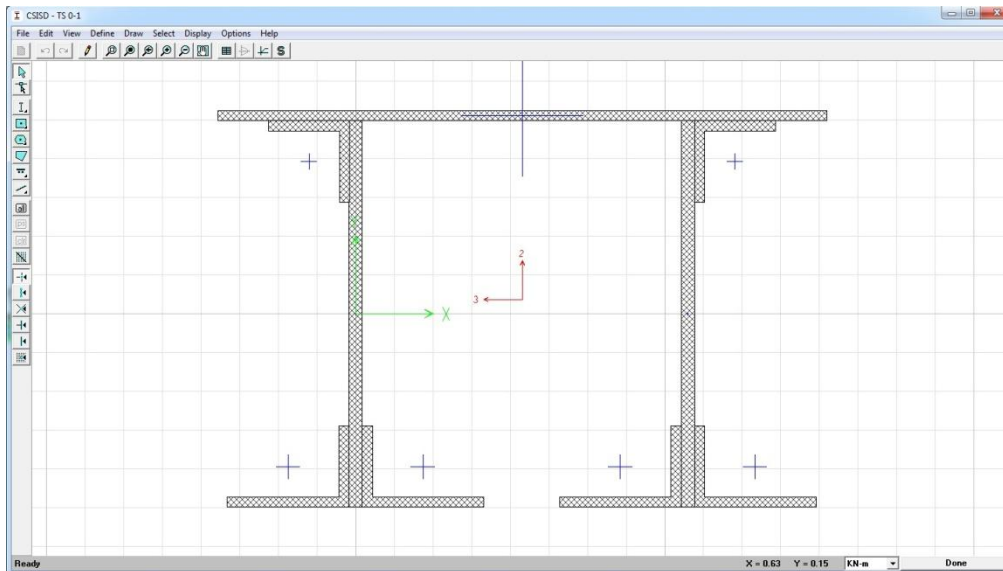


Figura 2.4.4. Modelarea tălpii superioare-secțiune compusă

Talpa inferioară, tot secțiune compusă, are diferite elemente, componența ei diferă de poziția în structură de la 2 platbenzi până la 6 platbenzi și de la 2 corniere (80x80x10) până la 6 corniere.

## 64 Determinarea stării de eforturi în elementele podurilor pe grinzi

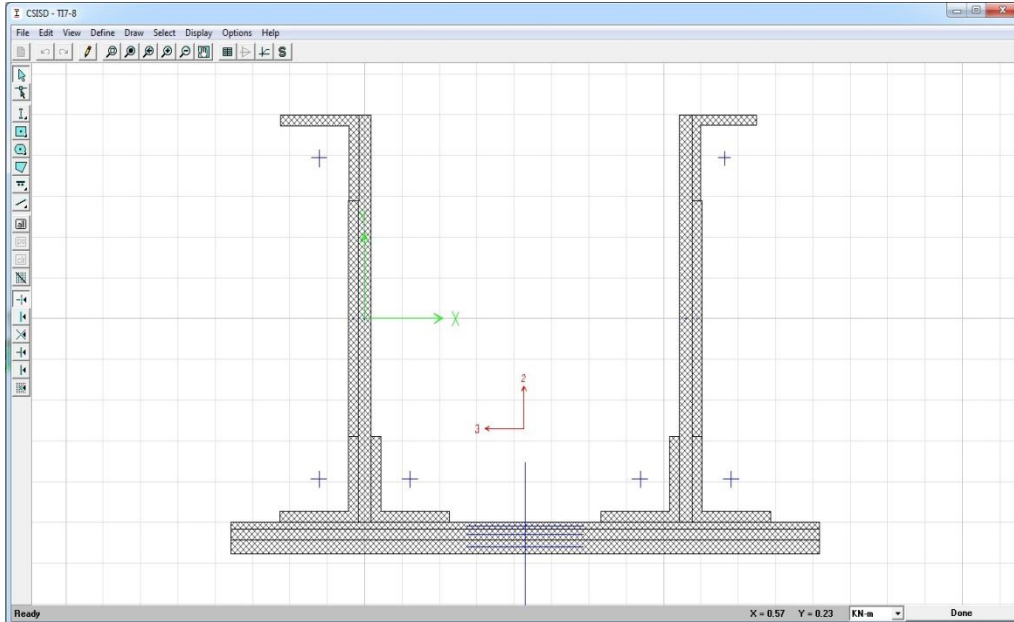


Figura 2.4.5. Modelarea tălpii inferioare-secțiune compusă

Contravântuirile și montanții sunt secțiuni compuse din platbenzi și corniere de diferite dimensiuni nituite.

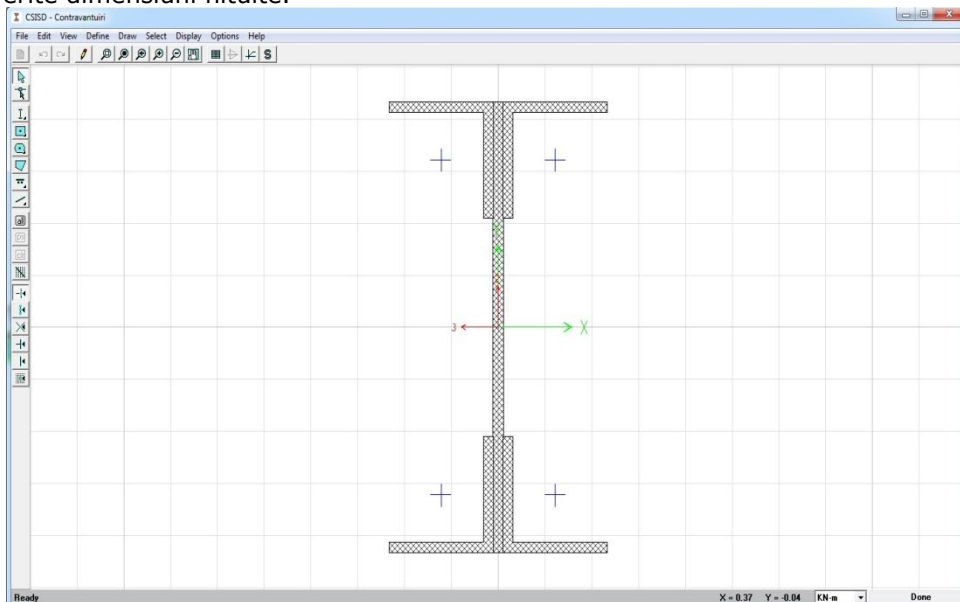


Figura 2.4.6. Modelarea contravântuire-secțiune compusă



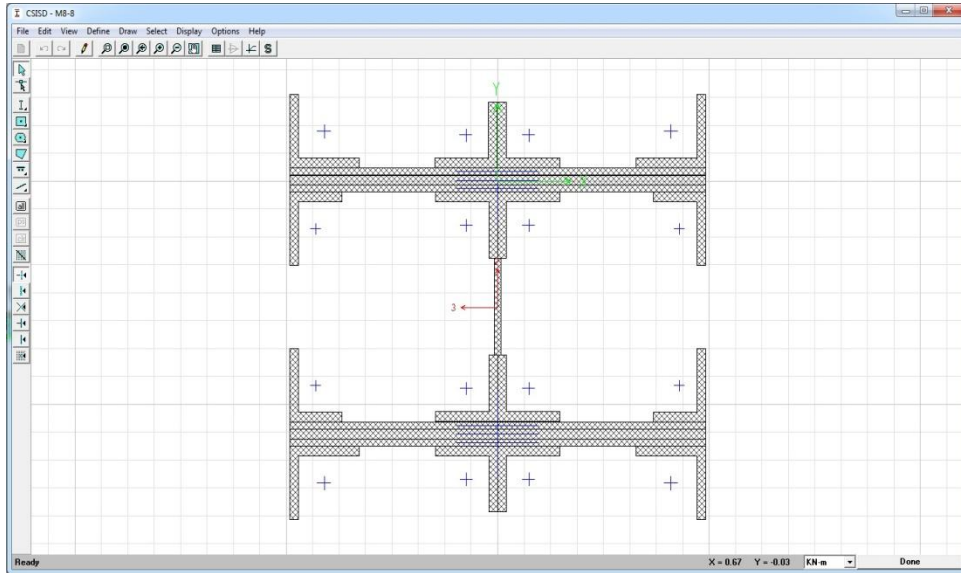


Figura 2.4.7. Modelarea montant-secțiune compusă

Banda de rulare pentru structura fiind toată porțiunea tablierului, având două direcții de circulație.

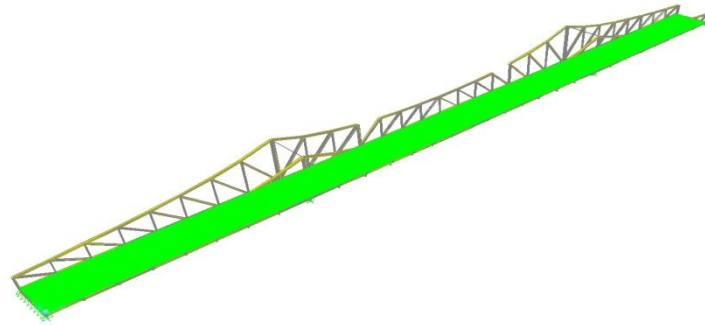


Figura 2.4.8. Banda de rulare

Tipurile de încărcări sunt:

- greutatea proprie (DEAD);
- camion(Convoitul A30);
- convoi V80;
- tramvai;

66 Determinarea stării de eforturi în elementele podurilor pe grinzi

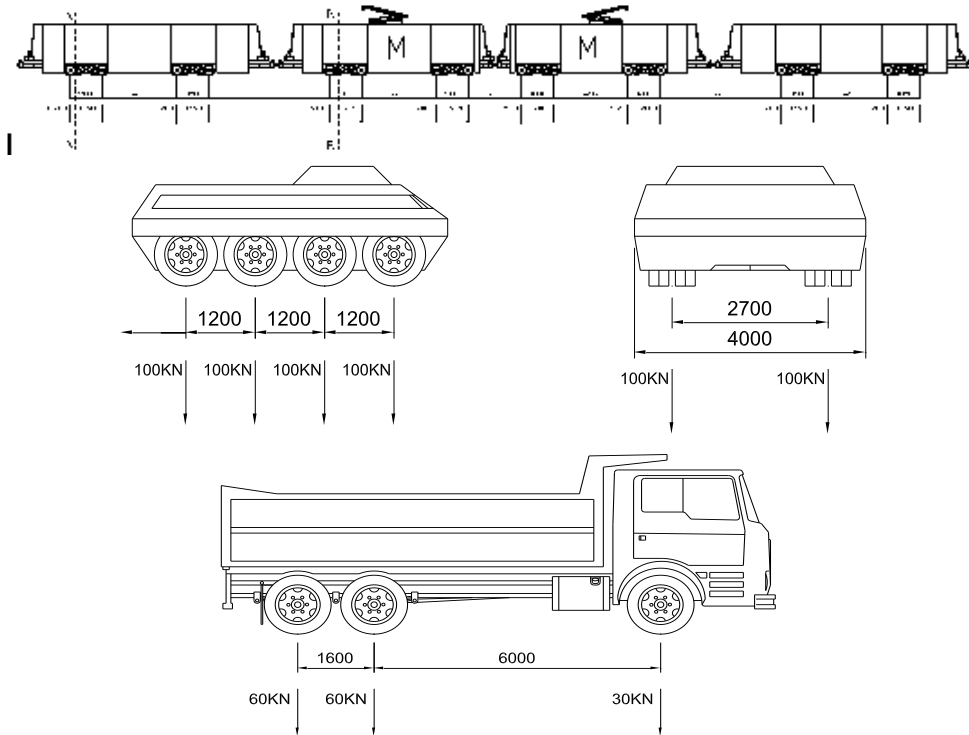


Figura 2.4.9. Convoi din vehicule speciale V80

General Vehicle Data

Vehicle name: A30 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	
For Other Responses	0	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports

Interior Vertical Support Forces

All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048

Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None

Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	1	0	0	Fixed Width	3.048	60	Two Points	1.9
Fixed Length	1	0	0	Fixed Width	3.048	60	Two Points	1.9
Fixed Length	6	0	0	Fixed Width	3.048	120	Two Points	1.9
Fixed Length	1.6	0	0	Fixed Width	3.048	120	Two Points	1.9

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Straddle Reduction Factor: \_\_\_\_\_

Buttons: OK, Cancel

Figura 2.4.10. Convoaiele din standard

Analiza care s-a facut pentru convoiul A30 este o analiză de tip „Moving Load,, iar Dead analiza de tip „Static Liniara,,.

Combinajia folosită este:

1\*Dead+1\* Truck

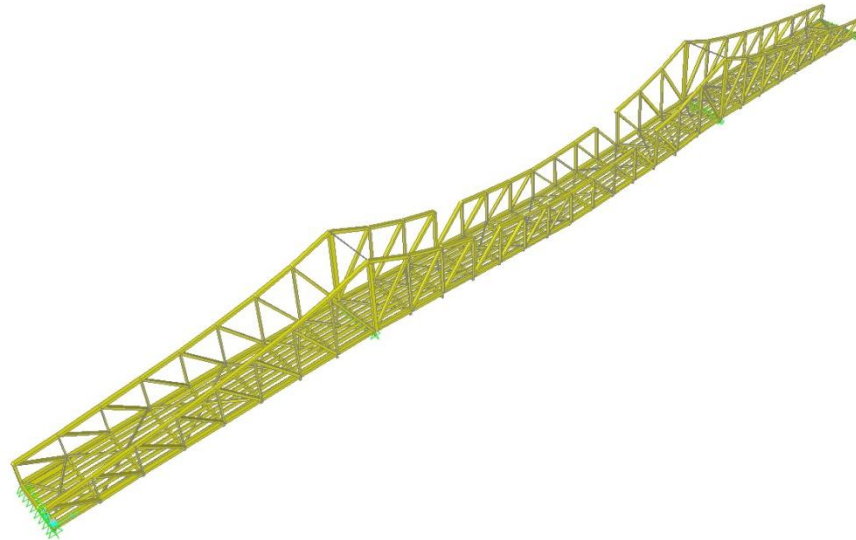


Figura 2.4.11. Deformata dupa analiză( Dead+Truck)

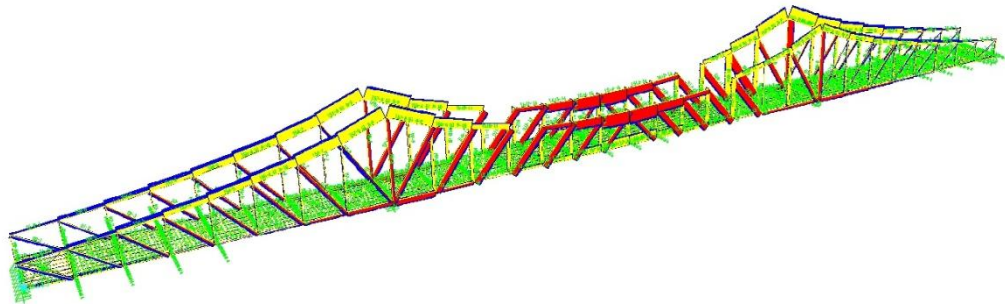


Fig. 2.4.12. Forța axială în structura spațială

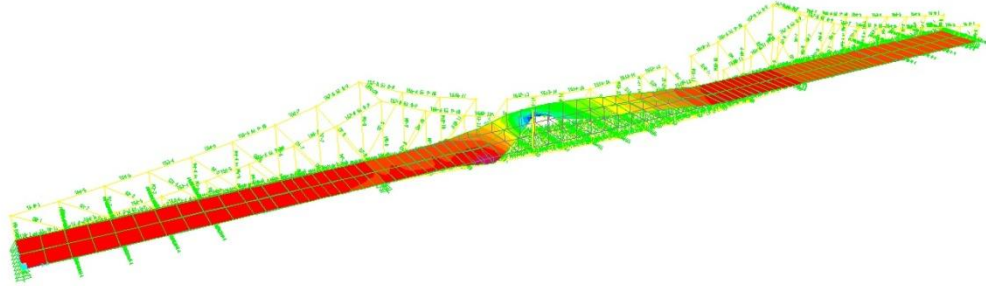


Figura 2.4.13. Linia de influență în montantul care intră în componența articulației Gerber

În urma simulărilor/analizelor făcute au rezultat ca unele elemente trebuiesc consolidate și unele chiar înlocuite. Din pozele (aparțin proiectului făcut pentru reabilitarea podului în 2005 de către SSF) se poate observa că structura este puternic degradată, elemente importante fiind corodate cât și fisurate.



Figura 2.4.14. Coroziune puternică la talpa inferioară



Figura 2.4.15. Coroziune puternică și ruptură la un montant



Figura 2.4.16. Contravântuire distrusă de coroziune

Analiza spațială a podului permite calibrarea modelului static (cu un program bazat pe metoda elementului finit) cu rezultatele măsurate din testele in situ (tensiuni și deformații).

În următoarele tabele se pot observa datele de la încercare in situ și o comparație între încercarea in situ și analiza spațială.

În paragrafele anterioare a fost descrisă și încercarea in situ.

Tabel 2.4.2. Comparație tensiunile măsurate și tensiunile calculate

Comparison between the measured and calculated tensions [daN/cm <sup>2</sup> ]			
Member	S <sub>measured</sub>	S <sub>calculated</sub>	Diference
Lower Chord 15 - 16	136,5	164	83%
Upper Chord 15' - 16'	-367,5	-417	88%
Diagonal 15' - 16	-225,8	-221	~100%
Post 16 - 16'	157,5	173	91%

Tabel 2.4.3. Comparație săgețile măsurate și săgețile calculate

Comparison between the measured and calculated deformations [mm]		
Joint	f <sub>measured</sub>	f <sub>calculated</sub>
15	37,2	32,35
4	9,1	7

## 2.5. Verificarea structurii

### 2.5.1 Verificarea lonjeronilor centrali din panourile 7-8 și 8-9

LC<sub>7-8</sub> LC<sub>8-9</sub>

$L_L = 7000 \text{ mm}$  – lungimea lonjeronilor

- **Din V80**

Încărcările pe roți au fost repartizate la 45° până la planul median al plăcii din beton armat. Pentru o distribuție a încărcărilor mai bună s-a considerat distribuția trapezoidală pe direcția transversală și uniform distribuită pe direcția longitudinală.

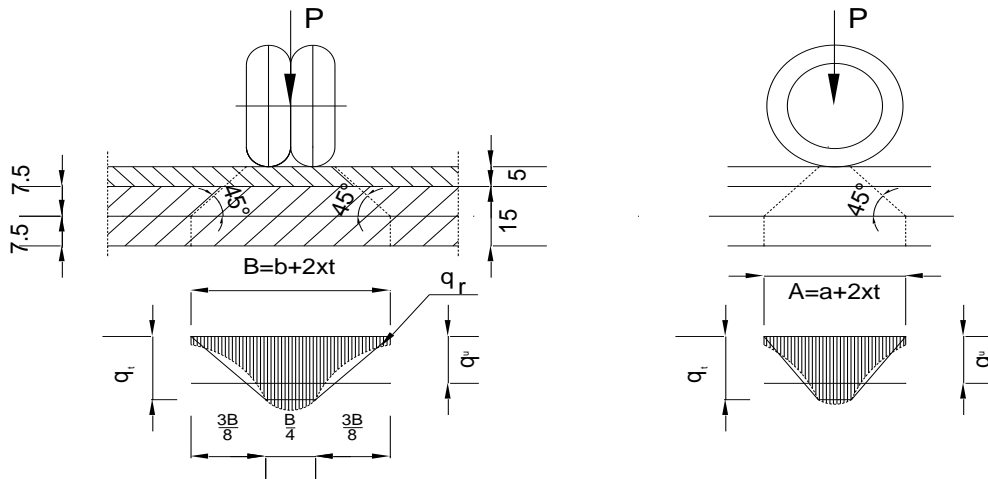


Figura 2.5.1.1. Distribuția încărcărilor din roți

$$q_t = 1,6 \times \frac{P}{A \times B} = 1,6 \times q_u$$

Pentru V80

$$\left. \begin{array}{l} a = 0,2\text{m} \\ b = 0,8\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = 20 + 2 \times 12,5 = 45\text{m} \\ B = 80 + 2 \times 12,5 = 105\text{m} \end{array} \right.$$

$$(A \times B) = 1,05 \times 0,45 = 0,47\text{m}^2$$

$$q_t^{V80} = 1,60 \times \frac{100}{0,47} = 340\text{KN/m}^2$$

72 Determinarea stării de eforturi în elementele podurilor pe grinzi

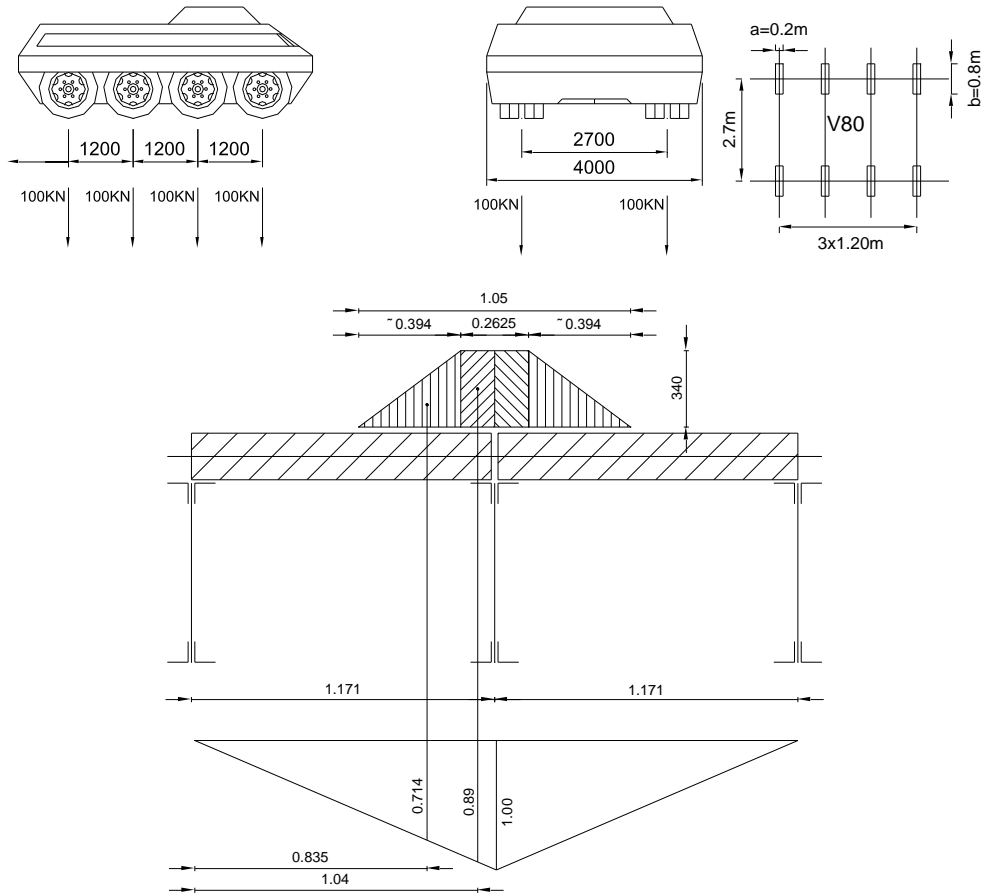
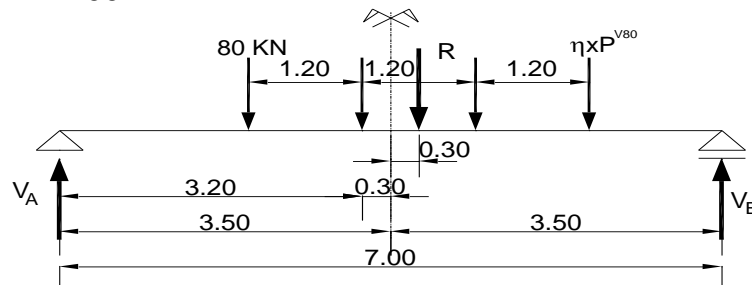


Figura 2.5.1.2. Linia de influență

$$R^{V80} = 340 \times 0,45 \times 2 \left( 0,135 \times 0,89 + \frac{1}{2} \times 0,394 \times 0,714 \right) = 80 \text{ kN}$$

→ coeficient de repartție transversală

$$\eta^{V80} = \frac{R^{V80}}{P^{V80}} = \frac{80}{100} = 0,8$$





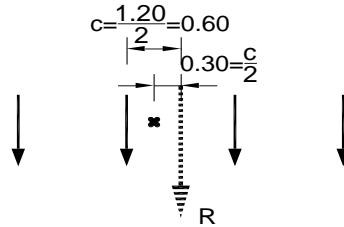


Figura 2.5.1.3. Distribuția forțelor

$$V_B = \frac{80(2,0 + 3,2 + 4,4 + 5,6)}{7} = 173,7 \text{ KN}$$

$$V_A = 146,3 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max max}} = \frac{R \left( \frac{l}{2} - \frac{c}{2} \right)^2}{l} - \sum_i P_i \times d_i$$

$$M_{\text{max max}}^{V80} = \frac{4 \times 0,8 \times 100 \times (3,5 - 0,3)^2}{7,0} - 0,8 \times 100 \times 1,2 = 146,3 \times 3,2 - 80 \times 1,2$$

$$M_{\text{max max}}^{V80} = 372,12 \text{ KNm}$$

▪ **Din greutatea permanentă**

- Cale: - profile Zorres:  $85 \text{ kg/m}^2 \times 1,171 \text{ m} = 145,35 \text{ kg/m}$   
 - beton:  $375 \text{ kg/m}^2 \times 1,171 \text{ m} = 440,0 \text{ kg/m}$   
 - șapă:  $44 \text{ kg/m}^2 \times 1,171 \text{ m} = 51,5 \text{ kg/m}$   
 - asfalt:  $120 \text{ kg/m}^2 \times 1,171 \text{ m} = 140,5 \text{ kg/m}$   
 - cale tramvai:  $56 \text{ kg/m}$   
783 kg/m

→ Greutate proprie lonjeron:

$$A = 1,1616 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \times 7850 \text{ kg/m}^3 = 92 \text{ kg/m}$$

TOTAL 875 kg/m

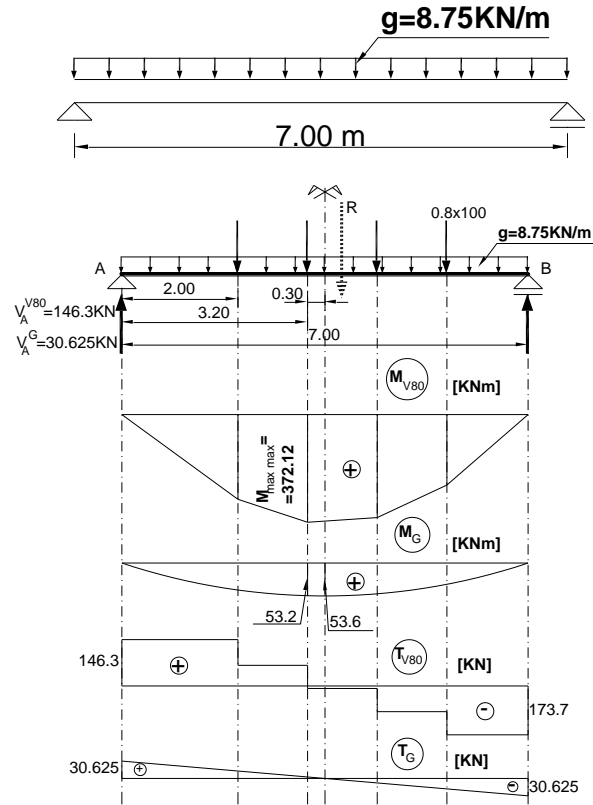


Figura 2.5.1.4. Eforturi de moment și forță tăietoare din convoiurile V80 și G

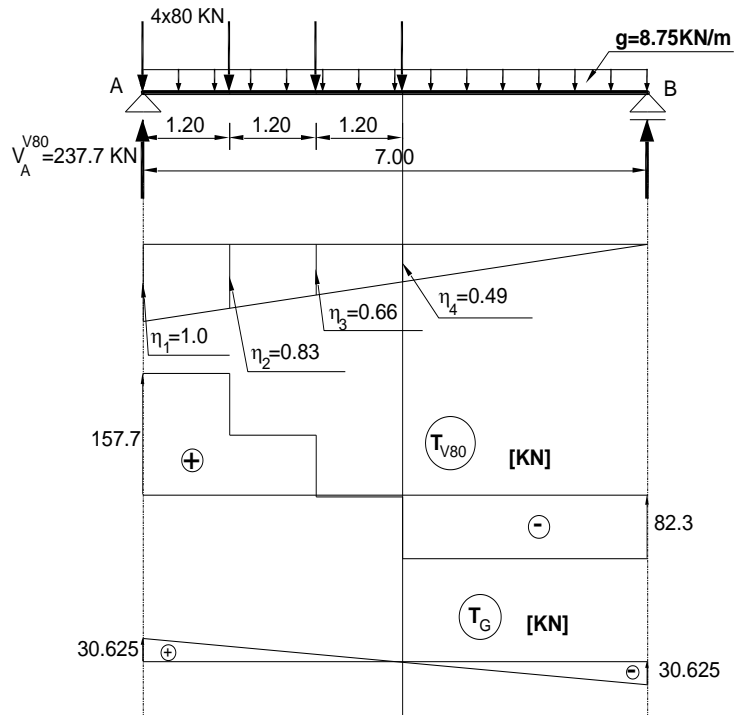


Figura 2.5.1.5. Linia de influență

$$T_{V80} = 80 \times (1,0 + 0,83 + 0,66 + 0,49) = 238,4 \text{ KN}$$

Poziția de  $V_{\max}$   
 Coeficient dinamic:

$$\Psi_A = 1,38 \quad \text{pentru } l_L = 7,0 \text{ m}$$

Observație: Conform STAS pentru convoiul V80 coeficientul dinamic  $\Psi = 1,0$ .  
 $\Rightarrow$  Solicitățile din GI sunt:

$$M = M_g + \Psi \times M_{V80} = 53,20 + 1,00 \times 372,12 = 425,32 \text{ KNm}$$

$$T = T_g + \Psi \times T_{V80} = 30,625 + 1,00 \times 238,4 = 268,63 \text{ KN}$$

### Verificări pentru V80

$$\rightarrow \frac{\sigma_{\max}}{W_z} = 1865 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{\max} = \frac{425,32 \times 10^4}{1865} = 2281 \text{ daN/cm}^2 \square \sigma_a = 1500 \text{ daN/cm}^2$$

NU VERIFICĂ!

→  $\tau_{\max}$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{t_i \times h_i} = \frac{268,63 \times 10^2}{0,8 \times 55} = 611 \text{ daN/cm}^2 < \tau_a = 920 \text{ daN/cm}^2$$

→  $\sigma_{\text{loc}}$

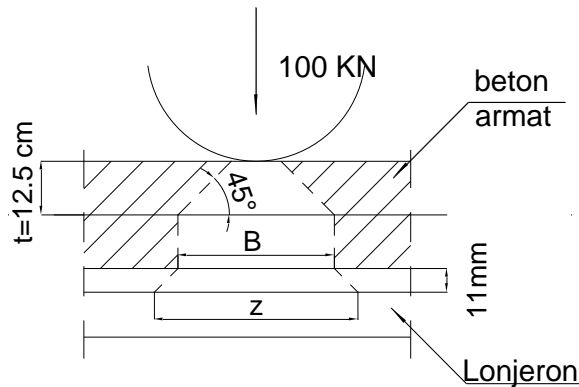


Figura 2.5.1.6. Poziția forței pe lonjeron

$$z = B + 2 \times t_i = 20 + 2 \times 12,5 + 2 \times 1,1 = 47,2 \text{ cm}$$

$$B = b + 2 \times t$$

$$\sigma_{\text{loc}} = \frac{\Psi \times P}{t_i \times z} ; \Psi = 1,0 \text{ pentru V80}$$

$$\sigma_{\text{loc}} = \frac{100 \times 100}{0,8 \times 47,2} = 265 \text{ daN/cm}^2 < 1500 \text{ daN/cm}^2$$

→  $f$

$$f = \frac{5}{48} \times \frac{M_{\max} \times l^2}{E \times I} = \frac{5}{48} \times \frac{425,32 \times 10^4 \times 700^2}{2,1 \times 10^6 \times 58310} = 1,77 \text{ cm} > f_a$$

$$f = \frac{l}{600} = \frac{700}{600} = 1,17 \text{ cm}$$

NU VERIFICĂ

- **Din A30**

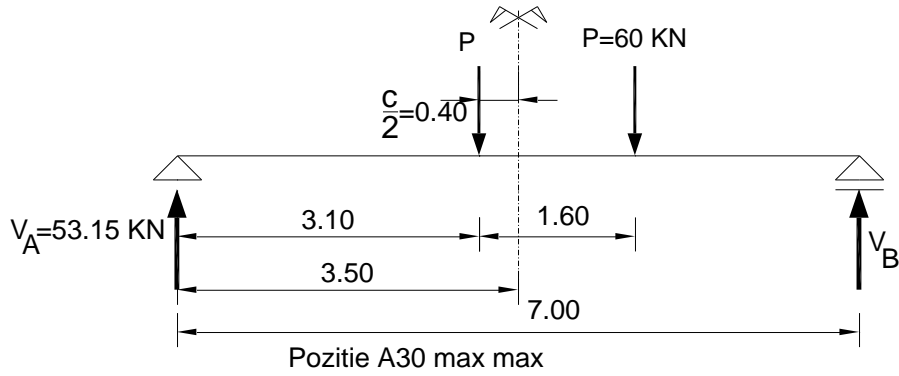


Figura 2.5.1.7. Poziție A30

$$M_{\max \max}^{A30} = \frac{2 \times 60 \times (3,5 - 0,4)^2}{7,0} = 165 \text{ KNm}$$

$$M_g = 52,90 \text{ KNm}$$

$$T_{\text{aff}}^{A30} = 53,15 \text{ KN}$$

$$\Psi = 1,38$$

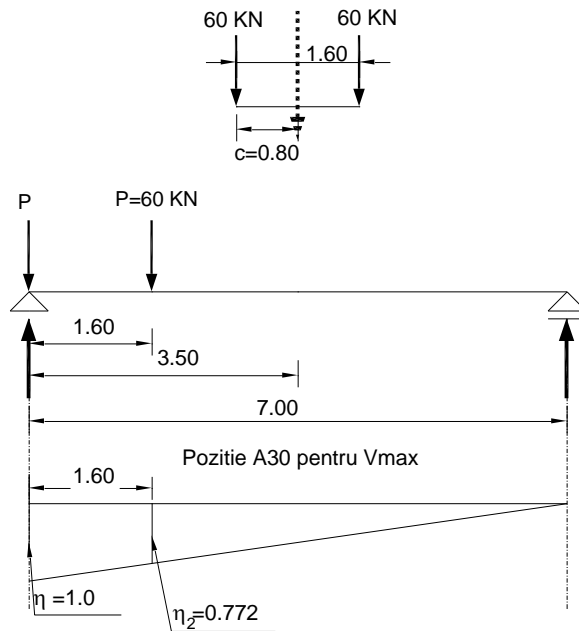


Figura 2.5.1.8. Poziție A30 -> Vmax

$$T_{A30} = 60 \times (1,0 + 0,772) = 106,32 \text{ KN}$$

$$M = M_g + \Psi \times M_{A30} = 52,90 + 1,38 \times 165 = 280,6 \text{ KNm}$$

$$T = T_g + \Psi \times T_{A30} = 30,625 + 1,38 \times 106,32 = 177,35 \text{ KN}$$

$$T_{\text{aff}} = 0 + \Psi \times 53,15 = 73,4 \text{ KN}$$

### Verificări pentru A30

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{280,6 \times 10^4}{1865} = 1505 \text{ daN/cm}^2 \approx 1500 \text{ daN/cm}^2$$

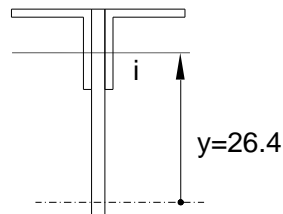
$$\tau_{\text{max}} = \frac{177,35 \times 10^2}{0,8 \times 55} = 403 \text{ daN/cm}^2 < 920 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{ech}} = \sqrt{\sigma_i^2 + 3 \times \tau^2} = 1659 \text{ daN/cm}^2 \approx 1,1 \times 1500 = 1650 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_i = \frac{280,6 \times 10^4}{58310} \times 26,4 = 1271 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_i = \frac{T_{\text{aff}}}{h_i \times t_i} = \frac{7400}{0,8 \times 55} = 168 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5}{48} \times \frac{218 \times 10^4 \times 700^2}{2,1 \times 10^6 \times 58310} = 0,9 \text{ cm} < 1,17 \text{ cm}$$



### ▪ Tramvai

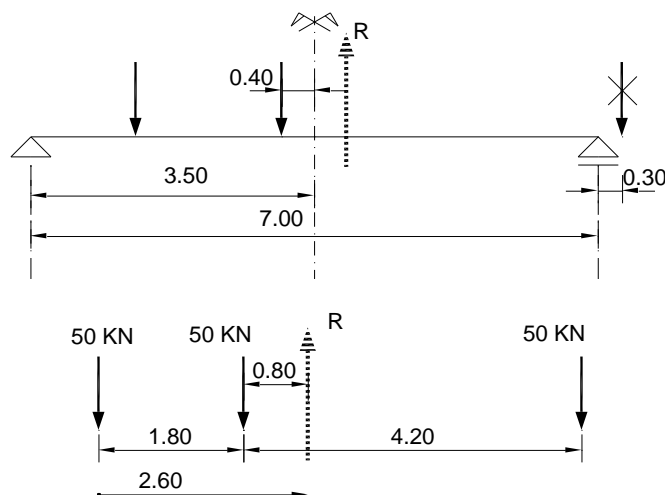


Figura 2.5.1.9. Poziție tramvai

⇒ Observație: încap doar două osii pe lonjeron

$$(\sum M)_0 = 0$$

$$R \times x = 50 \times (1,8 + 6,0)$$

$$x = \frac{390}{150} = 2,6 \text{ m}$$

$$c = 0,8 \quad \frac{c}{2} = 0,4$$

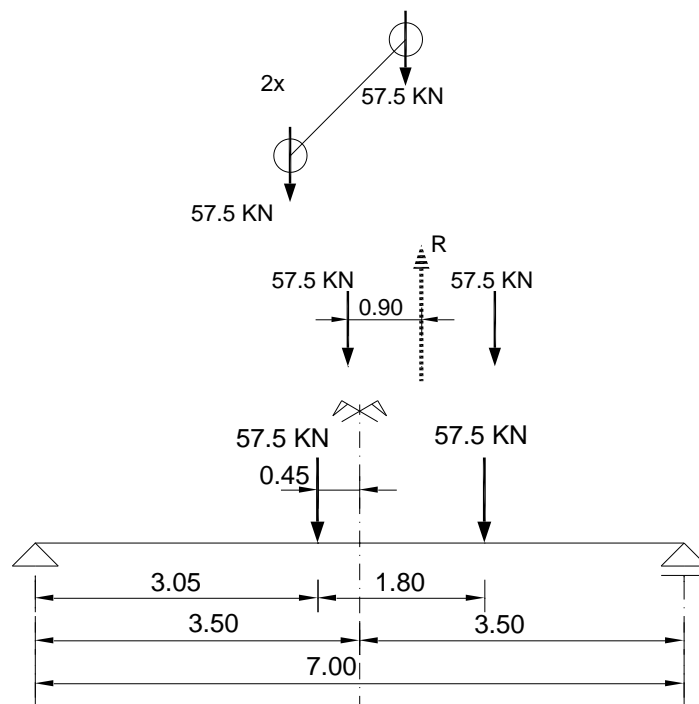


Figura 2.5.1.10. Poziție tramvai

$$\Psi = 1,10 + \frac{17}{35 + 7} = 1,5$$

(c. f. șine cu rosturi sudate)

$$M_{\max}^{\text{Tram}} = \frac{2 \times 57,5 \times (3,5 - 0,45)^2}{7,0} = 153 \text{ KNm}$$

$$M_g = 52,90 \text{ KNm}$$

$$M_{\max} = 52,90 + 1,5 \times 153 = 282,4 \text{ KNm}$$

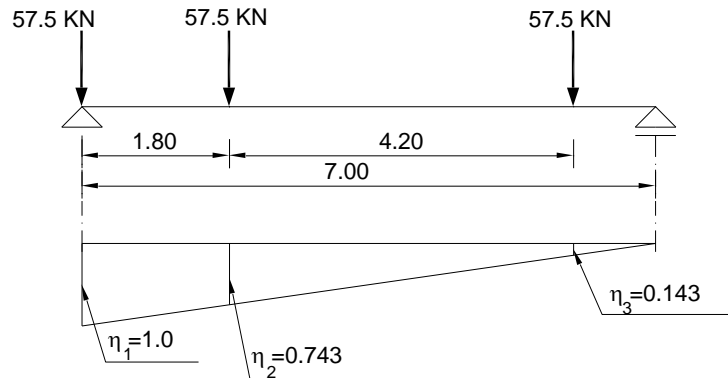


Figura 2.5.1.11. Linie de influență

$$T_{\text{Tram}} = 57,5 \times (1,0 + 0,743 + 0,143) = 108,5 \text{ KN}$$

$$T_{\text{max}} = T_g + T_{\text{Tram}} \times \Psi = 30,625 + 1,5 \times 108,5 = 194 \text{ KN}$$

#### Verificări din tramvai

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{282,4 \times 10^4}{1865} = 1514 \text{ daN/cm}^2 \approx 1500 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{194 \times 10^2}{0,8 \times 55} = 442 \text{ daN/cm}^2 < 920 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5}{48} \times \frac{206 \times 10^4 \times 700^2}{2,1 \times 10^6 \times 58310} = 0,86 \text{ cm} < 1,17 \text{ cm}$$



Tabel 2.7. Rezultatele centralizate privind verificările lonjeronilor

TIPUL LONJERONULUI		LC 0-1	LC 1-2; LC 2-3; LC 3-4; LC 4-5	LC 5-6; LC 6-7; LC 9-10; LC 10-11	LC 7-8; LC 8-9	LC 11-12
INCARCARI PERMANENTE	DESCHIDAREA DE CALCUL	6,05 m	6,00 m	6,50 m	7,00 m	5,85 m
	$W_{min}$ (cm <sup>3</sup> )	2165	1620	1865	1865	1615
	INCARCARI PERMANENTE (p) kNm	7,83	7,83	7,83	7,83	7,83
	GREUTATE PROPIE (g) kNm/m	0,84	0,84	0,91	0,91	0,84
	CONTRAGREUTATE (cg) kNm/m	19,52				
MOMENTE	$M_0$ (kNm)	39,64	38,98	45,82	53,2	37,05
	$M_{0,5}$ (kNm)	47,57				
	$M_{1,00}$ (kNm)	268,81	366	415,54	372,12	351,15
	$M_{1,50}$ (kNm)	136,67	135,2		165	130,8
	$M_{TRAMVAI}$ (kNm)	126,04	125		153	125,34
INCARCARI DIN CONVOI $\psi=1$	$M = M_G + \psi M_{1,00}$ (kNm)	356,02	405	461,36	425,32	388,2
	$S_{max}$ (daN/cm <sup>2</sup> )	1644	2500	2474	2281	2404
	$f_{admis}$ (cm)	1	1	1,09	1,17	0,975
INCARCARI DIN CONVOI $\psi=1,38$	$f_{max}$ (cm)	0,8	1,514	1,66	1,77	1,38
	$M = M_G + \psi M_{1,50}$ (kNm)	276	225,3		280,6	180,3
	$S_{max}$ (daN/cm <sup>2</sup> )	1275	1391		1505	1116
INCARCARI DIN CONVOI $\psi=1,50$	$f_{admis}$ (cm)	1	1		1,17	0,975
	$f_{max}$ (cm)	0,5	0,65		0,9	0,6
	$M = M_G + \psi M_{TRAMVAI}$ (kNm)	276,3	226,18		282,4	225,06
INCARCARE DIN TRAMVAI $\psi=1,50$	$S_{max}$ (daN/cm <sup>2</sup> )	1276	1396		1514	1394
	$f_{admis}$ (cm)	1	1		1,17	0,975
	$f_{max}$ (cm)	0,48	0,62		0,86	0,58

### 2.5.2. Verificarea antretoazelor

Antretoaza se consideră ca fiind grindă simplu rezemată încărcată cu reacțiunile lonjeronilor, acestea fiind date pentru două situații studiate ale convoaielor și anume: poziție centrică și excentrică.

- **Din V80**

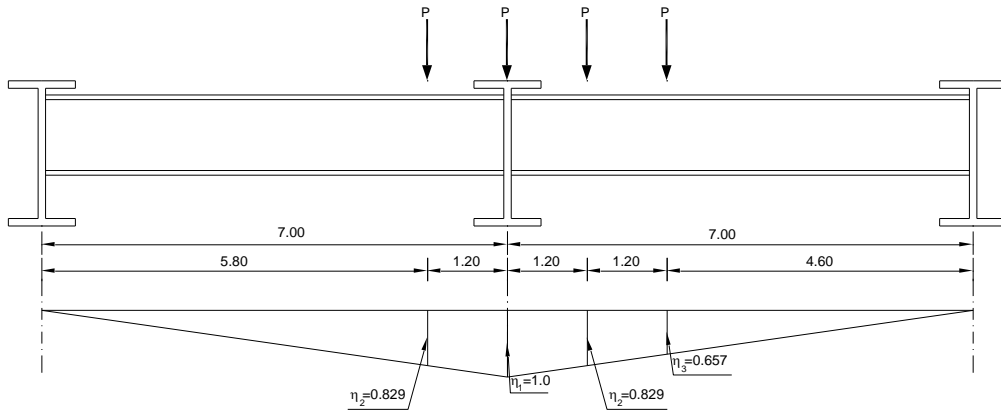


Figura 2.5.2.1. Linia de influență pe antretoaza din convoiul V80

$$R_{L_1}^{V80} = P \times (1,0 + 2 \times 0,829 + 0,657) = P \times 3,315$$

unde P ia valorile din repartițiile transversale anexate.

**Cazul 1: V80 descentrat**

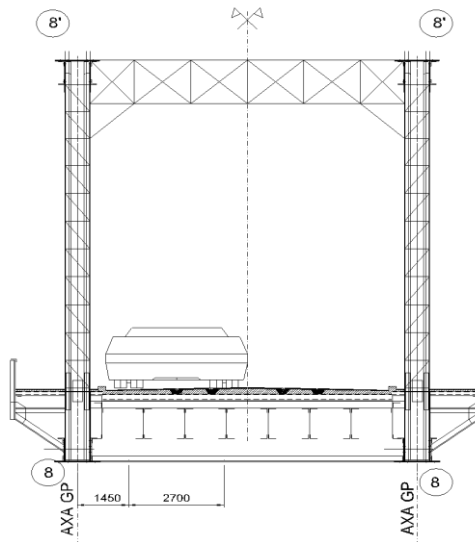


Figura 2.5.2.2. V80 descentrat

Lonjeron „a”, „b”, „c”, „d”

$$R_{La}^{V80} = 35,95 \times 3,315 = 119,2 \text{ KN}$$

$$R_{Lb}^{V80} = 64,05 \times 3,315 = 212,3 \text{ KN}$$

$$R_{Lc}^{V80} = 5,38 \times 3,315 = 17,8 \text{ KN}$$

$$R_{Ld}^{V80} = 94,62 \times 3,315 = 313,7 \text{ KN}$$

Tabelul 2.5.2.1. V80 descentrat

Caz		V80 descentrat			
Grinda	Deschidere	Forta	Pozitia fortei	Reactiunea	
	[m]	[kN]	[m]	a	b
				[kN]	
A	1,171	100	0,75	a	35,95
			0,421	b	64,05
B	1,171		1,171	a	0,00
				b	0,00
C	1,171	100	1,108	a	5,38
			0,063	b	94,62
D	1,174		1,174	a	0,00
				b	0,00
E	1,171		1,171	a	0,00
				b	0,00
F	1,171		1,171	a	0,00
				b	0,00
G	1,171		1,171	a	0,00
				b	0,00

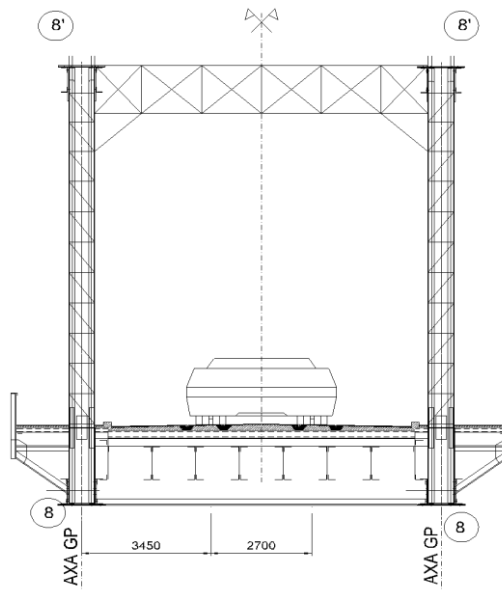
**Cazul 2: V80 centrat**

Figura 2.5.2.3. V80 centrat

Lonjeron

„c”,

„d”,

„e”,

„f”

$$R_{Lc}^{V80} = 65,16 \times 3,315 = 216 \text{ KN} = R_{Lf}^{V80}$$

$$R_{Ld}^{V80} = 34,84 \times 3,315 = 115,5 \text{ KN} = R_{Le}^{V80}$$

Tabelul 2.5.2.2. V80 centrat

Caz	V80 centrata				
	Grinda	Deschidere	Forta	Pozitia fortei	Reactiunea
	[m]	[kN]	[m]		[kN]
A	1,171		1,171	a	0,00
				b	0,00
B	1,171		0,479	a	0,00
				b	0,00
C	1,171	100	0,408	a	65,16
				b	34,84
D	1,174		1,174	a	0,00
				b	0,00
E	1,171	100	0,763	a	34,84
				b	65,16
F	1,171		0,692	a	0,00
				b	0,00
G	1,171		1,171	a	0,00
				b	0,00

**Încărcări permanente (valori valabile în toate cazurile analizate)**

$$g_{LC} = 8,75 \text{ KN/m}$$

$$g_{LM} = 0,6 \times 8,75 = 5,25 \text{ KN/m}$$

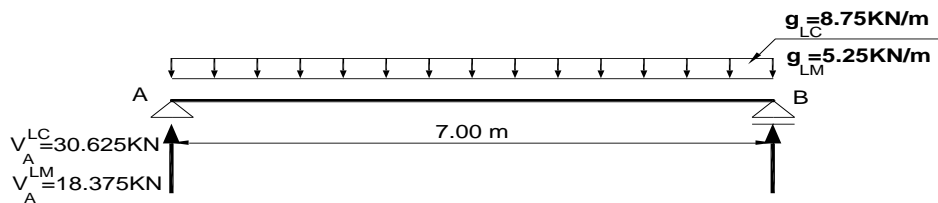


Figura 2.5.2.4. Încărcări permanente

Se adaugă pe antretoază greutatea proprie a antretoazei.

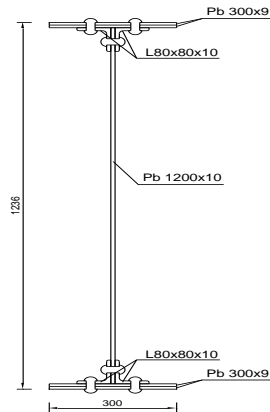


Figura 2.5.2.5. Antretoaza

$$g_A = 2,94 \times 10^{-2} \times 7850 = 231 \text{ kg/m} = 2,3 \text{ KN/m}$$

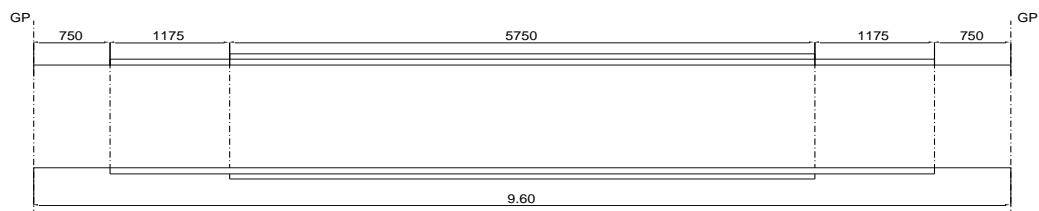


Figura 2.5.2.6. Antretoaza vedere laterală

**Din greutatea proprie**

→ Cale: - profile Zorres:  $85 \text{ kg/m}^2 \times 1,171 \text{ m} = 145,35 \text{ kg/m}$

- beton:  $375 \text{ kg/m}^2 \times 1,171 \text{ m} = 440,0 \text{ kg/m}$

- șapă:  $44 \text{ kg/m}^2 \times 1,171 \text{ m} = 51,5 \text{ kg/m}$

- asfalt:  $120 \text{ kg/m}^2 \times 1,171 \text{ m} = 140,5 \text{ kg/m}$

- cale tramvai:  $56 \text{ kg/m}$

783 kg/m

→ Greutate proprie lonjeron:

$$A = 1,1616 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \times 7850 \text{ kg/m}^3 = 92 \text{ kg/m}$$

TOTAL 875 kg/m

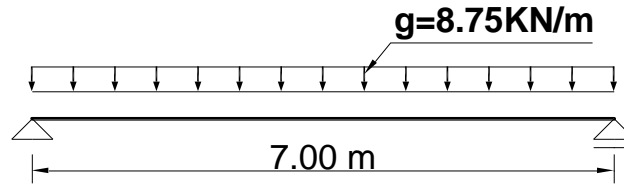


Figura 2.5.2.7. Încărcarea pe lonjeron

**Calculul eforturilor: Cazul 1**

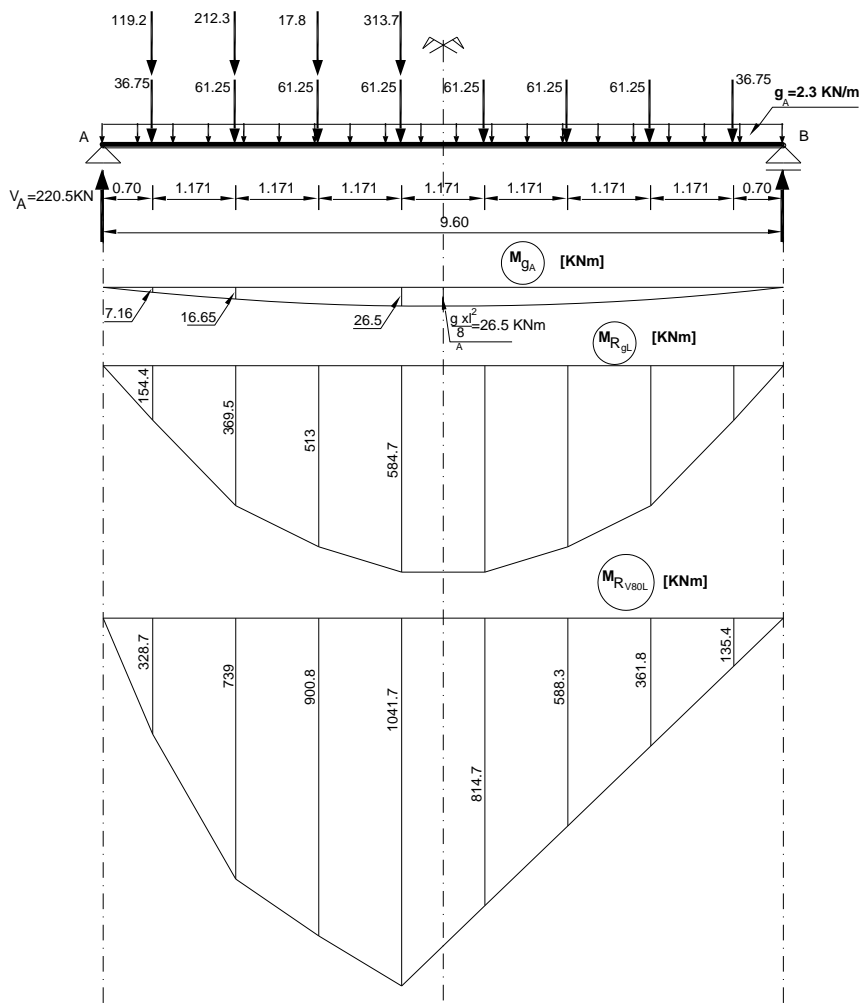


Figura 2.5.2.8. Linia de influență

$$M_a = M_a^{g_a} + M_a^{R_{gl}} + \Psi \times M_a^{V80} = 7,16 + 154,4 + 1,0 \times 328,7 = 490 \text{ KNm}$$

$$M_b = 16,65 + 369,5 + 739 = 1125 \text{ KNm}$$

$$M_d = 26,5 + 584,7 + 1041,7 = 1653 \text{ KNm}$$

$$T_{\max} = T_{g_A} + T_{R_{g_L}} + \Psi \times T_{V_{80}} = 11,04 + 220,5 + 469,6 = 701 \text{ KN}$$

Rezultatele centralizate privind verificările antretoazelor sunt date în tabelul următor.

Tabelul 2.5.2.3. Centralizator eforturi din antretoaze

Centralizator de eforturi din antretoaze										
Antretoaza	Effort	$\sigma$	T	$\sigma$	$\sigma$	T	$\sigma$	$\sigma$	T	Antretoaza
	[daN/cm <sup>2</sup> ]									
	Caz Sectiune									
		V80 dc	V80 c	A30 dc	A30 c	Tram				
0-0	a	1471,1		1210,0	1472,1		1312,5	1204,7		0-0
	b	1282,0		1161,2	1312,8		1264,4	1155,9		
	d	1517,3	833,7	1600,8	1664,7	834,3	1699,9	1552,8	683,0	
1-1	a	1573,3		1275,8	1449,9		1290,2	1346,9		1-1
	b	1364,0		1226,4	1289,7		1240,9	1298,0		
	d	1605,2	891,6	1700,3	1634,3	821,7	1668,9	1755,0	763,5	
2-2	a	1455,6		1158,1	1332,1		1172,8	1225,9		2-2
	b	1256,2		1118,5	1181,7		1133,2	1186,8		
	d	1468,5	824,9	1563,3	1497,3	755,1	1532,2	1613,4	695,1	
3-3	a	1455,6		1158,1	1332,1		1172,8	1225,9		3-3
	b	1256,2		1118,5	1181,7		1133,2	1186,8		
	d	1468,5	824,9	1563,3	1497,3	755,1	1532,2	1613,4	695,0	
4-4	a	1455,6		1158,1	1332,1		1172,8	1225,9		4-4
	b	1256,2		1118,5	1181,7		1133,2	1186,8		
	d	1468,5	824,9	1563,3	1497,3	755,1	1532,2	1613,4	695,0	
5-5	a	1433,4		1142,5	1320,8		1163,5	1229,3		5-5
	b	1347,1		1200,6	1275,7		720,2	1295,7		
	d	1571,5	789,7	1672,0	1612,0	727,7	1649,3	1756,8	677,4	
6-6	a	1179,9		943,4	1088,4		960,5	1036,8		6-6
	b	1124,6		1003,8	1065,7		1022,7	1107,6		
	d	1649,4	679,6	1753,5	1691,3	626,9	1729,8	1885,8	597,4	
7-7	a	969,3		776,2	901,0		795,4	866,8		7-7
	b	1436,4		1283,0	1371,3		1316,2	1439,5		
	d	1557,3	575,8	1654,9	1608,1	535,2	1644,7	1811,5	514,9	
8-8	a	972,6		780,8	907,7		802,3	881,3		8-8
	b	1384,8		1238,6	1327,0		1274,3	1405,2		
	d	1517,6	584,3	1611,7	1571,7	545,4	1607,1	1785,4	529,6	
9-9	a	953,2		575,9	885,5		782,2	853,7		9-9
	b	1412,6		938,0	1347,8		1294,0	1417,6		
	d	1531,9	572,7	1087,8	1580,6	532,1	1616,6	1783,6	513,0	
10-10	a	788,0		629,7	729,1		643,1	692,2		10-10
	b	1221,9		1101,6	1161,5		1114,5	1203,2		
	d	1344,2	487,4	1429,2	1382,9	451,0	1414,6	1537,3	428,2	
11-11	a	1039,2		756,5	954,1		840,3	887,5		11-11
	b	1415,9		1254,2	1334,7		1280,0	1355,0		
	d	1479,0	622,3	1559,4	1505,6	571,3	1540,4	1640,3	531,5	
12-12	a	1197,0		949,2	1103,3		968,0	988,1		12-12
	b	1593,5		1416,4	1510,4		1445,6	1476,9		
	d	1643,1	672,5	1750,6	1690,9	619,9	1727,9	1773,6	555,3	
13-13	a	1307,2		1034,9	1200,3		1052,3	1075,7		13-13
	b	1802,3		1600,7	1702,1		1628,7	1666,4		
	d	1884,6	713,7	2008,8	1933,5	655,4	1976,2	2031,3	587,4	
14-14	a	1525,0		1206,9	1400,1		1227,3	1254,6		14-14
	b	2165,0		1922,5	2044,5		1956,2	2001,6		
	d	2273,5	793,8	2423,3	2332,5	728,9	2383,9	2450,7	653,2	
15-15	a	1525,0		1206,9	1400,1		1227,3	1254,6		15-15
	b	2165,0		1922,5	2044,5		1956,2	2001,6		
	d	2273,5	793,8	2423,3	2332,5	728,9	2383,9	2450,7	653,2	

În figura alăturată sunt indicate cu linie roșie în mod sintetic antretoazele ce nu verifică condițiile de rezistență și/ sau deformabilitate. Practic se observă că în toate antretoazele condițiile de verificare NU sunt satisfăcute.

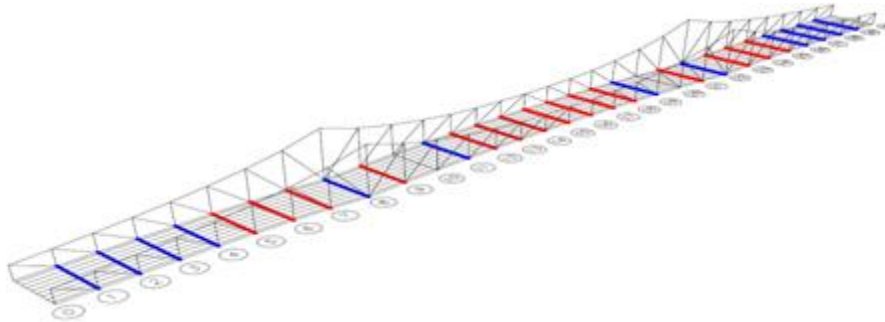


Figura 2.5.2.9. Antretoaze care au capacitatea portanta depășită

LONJERONI => NU VERIFICĂ pentru convoiul V80 !  $\sigma > 200 \text{ N/mm}^2$

- Talpa inferioară și talpa superioară NU VERIFICĂ pentru convoiul format din două tramvaie pe pod;
- La montanți nu este îndeplinită condiția de zveltețe  $l < 150$  !

Valori pentru  $\sigma$  mai mari decât cele admise ( $200 \text{ N/mm}^2$ ) s-au constatat în cazul **T.I** și **T.S.** și pentru convoiul **A30**.

## 2.6. Mecanica ruperii ca metodă complementară în stabilirea capacității portante a podurilor existente

Stabilirea duratei de viață rămase se face de regulă pe baza cumulării vătămarilor. Teoretic, ruperea se atinge atunci când vătămarea devine totală. Prezența unor fisuri în elementele structurale modifică în mod esențial comportarea la oboseală a acestora. Ruperea ca un proces continuu de extindere a fisurilor sub acțiunea încărcărilor exterioare este puternic influențată de ductilitatea materialului. În general ruperea poate să fie fragilă sau ductilă. O definiție a acestor moduri de cedare particularizată la poduri se prezintă anterior, totodată o prezentare a acestei problematici a fost făcută și în prezentul capitol. Se subliniază faptul că ruperea elementului este determinată de tenacitatea materialului, starea de tensiuni în relație directă cu geometria defectului, grosimea elementului, viteza de încărcare și temperatura.

În consecință, o evaluare sigură și economică a duratei de viață rămase a structurilor existente se poate efectua cu ajutorul mecanicii ruperii.

Mecanica ruperii permite luarea în considerare a efectului de accelerare a creșterii vătămarilor; odată cu creșterea defectelor și ecarturi de tensiuni mai mici, contribuie la oboseala materialului. [2]

Etapele principale ale evaluării siguranței în exploatare sunt prezentate în figura următoare:



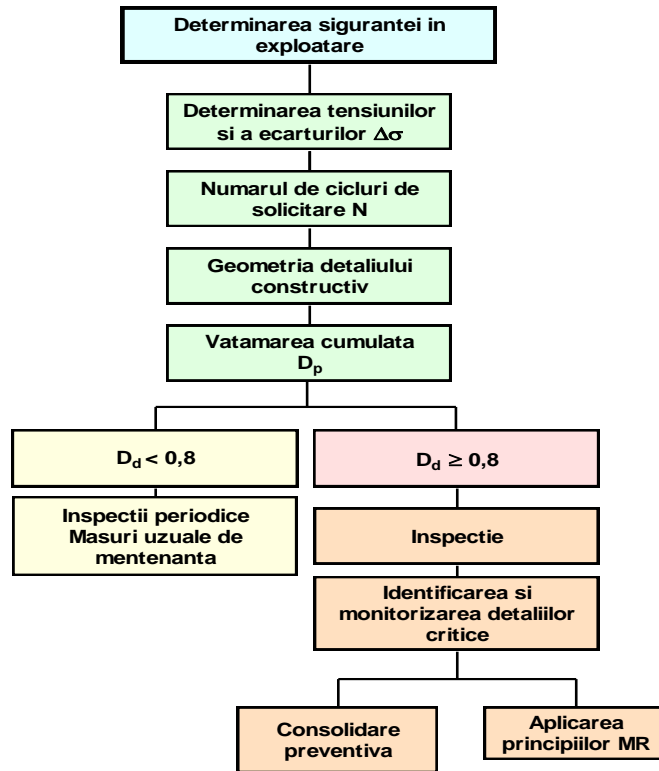


Figura 2.6.1. Determinarea siguranței în exploatare

Pentru aplicarea metodologiei de determinare a duratei de viață rămase în cazul structurilor existente bazată pe principiile mecanicii ruperii trebuie îndepliniți următorii pași [85] :

- ⇒ informații privind structura și condițiile de trafic;
- ⇒ identificarea elementelor și a detaliilor critice;
- ⇒ informații despre oțelul structural (în baza analizelor chimice, analizelor metalografice, a încercărilor convenționale de determinare a proprietăților fizico – mecanice – încercări de tracțiune, duritate Brinell, încovoiere prin șoc pe probe Charpy „V”);
- ⇒ stabilirea colectivelor de încărcare, prin înregistrarea traficului pe pod;
- ⇒ determinarea eforturilor în structură;
- ⇒ stabilirea defectelor în baza unei analize in situ, respectiv a unei analize nedistructive;
- ⇒ determinarea tenacității la rupere a materialului (prin încercări de mecanica ruperii pentru determinarea  $K_{crit}$ ,  $J_{crit}$ ,  $\delta_{crit}$ );
- ⇒ evaluarea admisibilității defectelor depistate în structură prin aplicarea metodei bicriteriale bazată pe diagramele de evaluare a ruperii (FAD – Nivelul 1 pentru o analiză simplificată, FAD – Nivelul 2 pentru o analiză normală);
- ⇒ determinarea valorii critice a fisurii pe baza criteriilor de mecanica ruperii;
- ⇒ evaluarea la oboseală a elementelor structurale analizate – determinarea duratei de viață rămase prin simularea creșterii fisurii.

### 2.6.1 Verificarea la oboseală

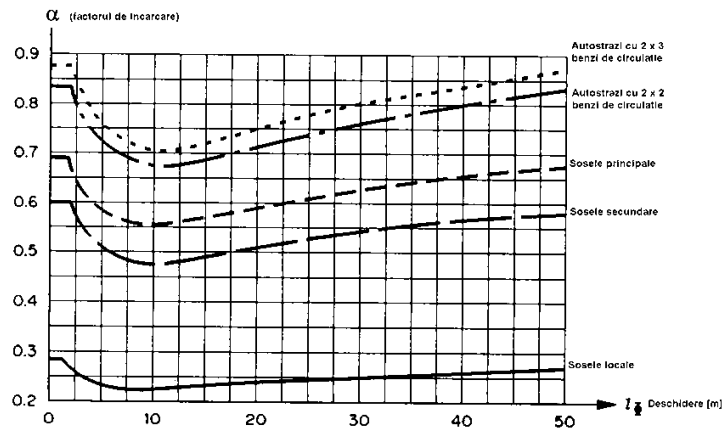
- Verificarea a fost efectuată în conformitate cu normele elvețiene SIA 161-1990.
- Verificarea se face cu relația:

$$\Delta\sigma_e \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{fat}}$$

- unde:

➤  $\Delta\sigma_e$  este ecartul de tensiuni echivalent  $\Delta\sigma_e = \alpha\Delta\sigma(Q_{fat}); \gamma_{fat} = 1,1$

⇒  $\alpha =$  coeficient de trafic



FACTORUL DE INCARCARE PENTRU LINII CU ECARTAMENT NORMAL

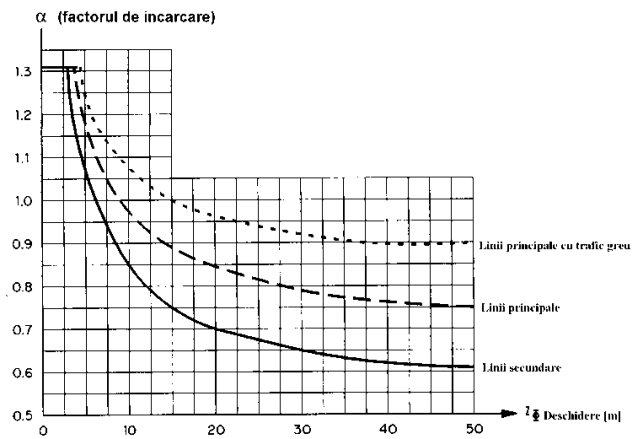


Figura 2.6.1.1. Diagramă pentru stabilirea factorului de încărcare

$\Delta\sigma_c$ , rezistența la oboseală este dată în norme pentru diferite cazuri de crestare. Podurile nituite nu sunt cuprinse în mod explicit. Pentru elemente îmbinate cu șuruburi SIR se propune cazul 140.

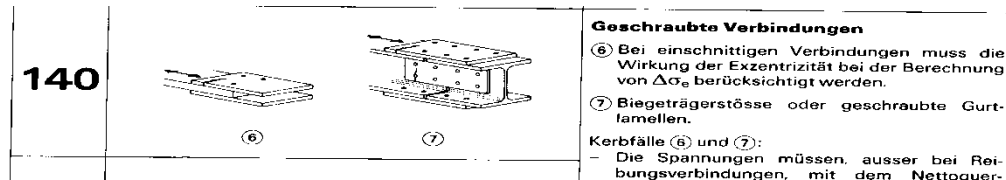


Figura 2.6.1.2. Tipul de crestare

Evident valoarea de 140 este prea mare; în literatura se recomandă reducerea acesteia la **80** sau chiar **70**.

$\Delta\sigma = 80 \text{ N/mm}^2$  (ecartul de tensiuni admis pentru detaliul constructiv - element nituit)

$\alpha = 0.68$  sosele principale

$\alpha = 0.61$  lini CF secundare

⇒ valori pentru Grinda principala

### Cazul Talpa inferioară

La 1/2 tablier central

Tabelul 2.6.1.1. Eforturi în cazuri de încărcări

Caz de incarcare	Bara	10015 (+)	10030 (-)	10045 (-)	10060 (+)
9-40	A30	556,2	925,8	926,2	556,3
45-76	V80 descentrat	304,6	850,6	859,6	305,1
80-111	V80 centrat	580,9	579,9	579,4	580,5
120-150	Tramvai	1225,0	1227,2	1227,2	1225,2

$$\sigma_{A30} = \frac{\psi \times N}{A_{\text{net}}} = \frac{1.18 \times 926,2 \times 10^2}{324} = 340 \text{ daN/cm}^2$$

$$A_{\text{net}} = A_{\text{brut}} - AA = 393 - 4(5 \times 2.3) - 2(3.2 \times 2.3) - 3(1.2 \times 2.3) = 324 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{A30} = \frac{\psi \times N}{A_{\text{net}}} = \frac{1.25 \times 1227.2 \times 10^2}{324} = 474 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Psi_{\text{TramGP}} = 1 + \frac{17}{37,5 + 85} \cong 1.25$$

$$\Delta\sigma_e = 0.68 \times 340 + 0.61 \times 474 = 520 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{0.7 \times \Delta\sigma_c}{\vartheta_{\text{fat}}} = \frac{800}{1.1} = 727 \text{ daN/cm}^2$$

$$520 < 727 \text{ daN/cm}^2$$

#### **Cazul Lonjeronului central L.C**

$$\sigma_{\text{LC}}^{A30} = \frac{N}{A_{\text{net}}} = \frac{165 \times 10^4}{1865} = 885 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{LC}}^{\text{Tramvai}} = \frac{N}{A_{\text{net}}} = \frac{153 \times 10^4}{1865} = 821 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{A30} = 1.38 \times 885 = 1221.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{Tramvai}} = 1.50 \times 821 = 1231.5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha^{A30} = 0.57$$

$$\alpha^{\text{Tramvai}} = 0.95$$

$$\Delta\sigma_e = 0.57 \times 1221.3 + 0.95 \times 1231.5 = 1809 \text{ daN/cm}^2 > 727 \text{ daN/cm}^2$$

**NU VERIFICĂ LA OBOSEALĂ!!!**

#### **Cazul antretoazei curente**

$$\Delta\sigma_{A30} = 1.33 \times 860 = 1144 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{Tramvai}} = 1.48 \times 900 = 1332 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha^{A30} = 0.55$$

$$\alpha^{\text{Tramvai}} = 0.87$$

$$\Delta\sigma_e = 0.55 \times 1144 + 0.87 \times 1332 = 1788 \text{ daN/cm}^2 > 727 \text{ daN/cm}^2$$

**NU VERIFICĂ LA OBOSEALĂ!!!**

➤ **Concluzie**

- Efectuând verificarea și pentru alte elemente se poate constata că, starea de oboseală a structurii nu este satisfăcătoare, în special în cazul grinzilor de cale unde verificările NU au fost îndeplinite. Având în vedere această situație s-a trecut la pasul 2 de analiză pe baza principiilor mecanicii ruperii.
- Se recomandă, în viitor, o supraveghere atentă a traficului, pentru a permite stabilirea istoricului solicitărilor și în consecință durata de viață a structurii la traficul viitor.

#### **Concluziile verificarilor elementelor structurii**

- Având în vedere rezultatele obținute în cazul lonjeronilor care scot în evidență depășiri ale eforturilor unitare admisibile, starea lor avansată de coroziune, deformațiile plastice ale acestora, cât și faptul că aceste grinzi de cale au fost pe toată durata de viață a structurii cele mai solicitate elemente și au capacitatea portantă epuizată după 100 ani de exploatare,

- se propune înlocuirea acestora cu elemente noi având secțiunea compusă din profile laminate europene cu tălpi late din gama HEA în conlucrare cu noua dală din beton armat. Conlucrarea se va face prin conectori de tip gujon sudați pe talpa superioară a profilelor laminate.
- Aceeași situație este și în cazul antretoazelor (depășiri mari ale eforturilor admisibile, coroziune avansată, deformații plastice, nivel de oboseală crescut), în această situație propunându-se înlocuirea lor cu noi grinzi metalice în alcătuire dublu T sudată.
- Barele contravânturii inferioare orizontale se vor păstra ca secțiune și poziție, dar în cazul acestora, având în vedere gradul mare de coroziune, se impune înlocuirea tuturor elementelor afectate de acest fenomen și aducerea secțiunilor până la aria inițială.
- Elementele grinzilor principale vor trebui să fie consolidate direct cu platbezi, corniere și profile laminate U.
- Se propune înlocuirea tuturor guseelor orizontale, respectiv a ranforților din cauza coroziunii puternice. Ranforții vor fi reproiectați ca formă pentru a elimina deficiențele din proiectarea inițială a podului și deci a elimina vârfurile de solicitare concentrate în montanți.

### **Concluzii Capitol 2:**

1. *Prezentarea principalelor norme de calcul referitoare la aprecierea capacității portante a podurilor.:*
  - germane DS 805-1999/2005
  - elvețiene SIA 162
  - britanice BD 21 și BD 79
  - canadiene CAN/CSA-S6-88
  - românești AND 522-2002
2. *Un calcul complet și detaliat a structurii spațiale a podului Traian de la Arad.*
3. *Inspekția detaliată și stabilirea stării tehnice a structurii, în special a elementelor cu probleme( corodate, deformate, reparate provizoriu în urma refacerii podului după avaria din 1945) .*
4. *Calibrarea modelului de calcul spațial al podului de la Arad, prin compararea rezultatelor( eforturi și deformații) obținute din încărcări in situ cu convoie de probă cu rezultatele obținute pe modelul de calcul spațial. Rezultatele apropiate în ambele moduri de calcul atesta corectitudinea modelului spațial. Aceasta calibrare a fost necesară având în vedere complexitatea podului ( structura Gerber, oblicitate, etc).*
5. *Stabilirea stării de eforturi și deformații pe structura spațială modelată pentru încărcările standardizate produse de convoiele standard (autocamione, vehicule speciale și tramvaie)*

### 3. APLICAREA PRINCIPIILOR MECANICII RUPERII LA PODURILE METALICE CU VECHIME ÎN EXPLOATARE

Conceptul de energie de rupere a fost conceput de către Alan Arnold GRIFFITH, un inginer britanic aeronautic. El a realizat că slăbirea materialului datorată unei fisuri poate fi tratată ca o problemă de echilibru, în care reducerea energiei de deformare a unui corp ce conține o fisură ce se propagă, ar putea fi egalizată de creșterea energiei de suprafață, datorită creșterii în suprafață. Teoria Griffith a plecat de la ipoteza că materialele casante conțin microfisuri eliptice, care introduc concentrații ridicate de tensiune. El a dezvoltat o relație între lungimea fisurii ( $a$ ), energia în legătură cu suprafețe fisurate la tracțiune-free ( $2\gamma$ ) și tensiunile aplicate:  $62 = 2\gamma E/7ta$

Mecanica ruperii a apărut în anul **1920**, când **Griffith** a pus bazele unui nou concept privind extensia unei fisuri existente având la bază comparația dintre forța de extensie a fisurii și valoarea critică a acesteia.

Numărul mare de cedări prin rupere fragilă a unor vase în perioada celui de al II-lea război mondial conduce la tratarea cu maximă atenție a problemei ruperii fragile de către ingineri. Dintre cele aproximativ 5000 de vase comerciale construite de către americani în timpul celui de al II-lea război mondial, mai mult de 1000 dintre ele au prezentat fisuri de dimensiuni considerabile până în anul 1946. Între anii 1942 – 1952 mai bine de 200 de vase au prezentat fisuri serioase, iar cel puțin 9 tancuri petroliere T2 și 7 vase Liberty s-au rupt pur și simplu în două ca urmare a ruperilor fragile.

În anul **1955** iau naștere conceptele de „fail safe” și „safe life”. „Safe life” înseamnă că o componentă este proiectată să dureze o perioadă predefinită, iar „fail safe” înseamnă că cedarea unei părți a componentei proiectate nu are voie să pună în pericol siguranța acesteia. În practică, acest concept „fail safe” trebuie să conțină un program riguros de inspecție pentru a asigura ca fisurile să nu se propaga până la atingerea unor dimensiuni critice în perioada dintre două inspecții consecutive. Dacă o fisură se propagă, tensiunea asupra celorlalte componente structurale poate crește; în această situație rezultatul poate fi colapsul total al structurii, chiar dacă această componentă este proiectată să reziste fără componenta care a cedat prima dată.

La sfârșitul anilor `50 s-au efectuat un număr mare de teste de propagare a fisurilor și se enunță primele ipoteze primitive cu privire la legea de propagare a fisurilor. George Rakine **Irwin** redescoperă la mijlocul anilor `50 ideile lui Griffith și înlocuiește analiza bazată pe considerente energetice cu studiul stării de tensiune situată la vârful fisurii, introducând pentru prima dată noțiunea de factor de intensitate a tensiunii  $K$ . Studiile lui Irwin s-au bazat pe soluția lui **Westergaard** care descrie câmpul de tensiuni din vecinătatea unei fisuri cu ajutorul unor funcții de variabilă complexă.

Irwin descoperă „rezistența la rupere”, luând naștere domeniul liniar elastic al mecanicii ruperii (LEFM). Această abordare liniar elastică din mecanica ruperii este adoptată în domeniul oboselii în anul **1962** odată cu publicarea legii lui **Paris**. Legea leagă creșterea unei fisuri rezultate din oboseala materialului în timpul unui ciclu de solicitări de ecartul factorului de intensitate a tensiunii.

În 1968 germanul **Elber** a descoperit că fisurile expuse la încărcări mari de întindere se închid înainte ca tensiunea să fie nulă (crack closure effect).

Dezvoltarea teoretică a mecanicii ruperii a cunoscut noi valențe în anii '60, când **Wells** introduce conceptul de deschidere critică la vârful fisurii (**1966**), iar cercetările lui **Rice** conduc la introducerea unui nou parametru denumit integrala – J (**1968**).

În anul **1970**, se realizează prima încercare experimentală de determinare a factorului de intensitate de la vârful fisurii  $K_{Ic}$  pe probe conținând defecte ascuțite de tip fisură (fatigue precrack), odată cu introducerea normei americane **ASTM E 399 – 1970**. Norme similare au fost dezvoltate și de către Institutul Britanic de Standardizare (British Standards Institute, BSI) în anul 1977, respectiv Organizația Internațională de Standardizare (International Standards Organization, ISO) în anul 1996.

În anii care au urmat au fost dezvoltate și alte metode de încercare experimentală și anume: în **1978** ASTM pentru determinarea vitezei de propagare a fisurii (*Fatigue crack growth*), respectiv pentru determinarea unor parametri adiționali ai mecanicii ruperii din domeniul elasto – plastic, deschiderea critică la vârful fisurii (Crack tip opening displacement – CTOD) - BSI, **1979** și determinarea integralei J (J Integral) - ASTM, **1981**.

În ultimele decenii au fost efectuate numeroase cercetări ce au avut drept scop corectarea și perfecționarea conceptelor mecanicii ruperii, precum și dezvoltarea aplicațiilor acestora în diferite domenii ingineresti.

**Mecanica Ruperii** are ca punct de pornire fisurile existente în elementele structurale și descrie comportamentul acestora la solicitări statice sau ciclice.

Spre deosebire de conceptul clasic de oboseală, conceptele bazate pe principiile mecanicii ruperii impun inspecția locală in situ a fisurilor existente și determinarea stării de solicitare din apropierea vârfului fisurii.

Mecanica ruperii oferă o descriere cantitativă a rezistenței la rupere a unui material.

**Tenacitatea la rupere** este o proprietate a materialului pe baza căreia se poate studia modul de comportare a unui element structural ce prezintă fisuri sau defecte. Această proprietate se determină în baza unor încercări experimentale pe epruvete în care s-au introdus în mod deliberat un defect sau o fisură. În funcție de rezistența materialului și grosimea elementului structural vor fi aplicate conceptele mecanicii ruperii din domeniul liniar – elastic (LEFM) sau elasto – plastic (EPFM).

#### **Se pune următoare problema în cazul structurilor vechi:**

##### **Mecanica ruperii sau Oboseală?**

**Mecanica ruperii** este un mijloc de determinare a vitezei de propagare a fisurii și implicit a duratei în care elementul fisurat mai poate fi exploatat în condiții de siguranță. [1]

### 3.1. Noțiuni de Mecanica Ruperii

Mecanica ruperii este o disciplină destul de tânără, care încearcă caracterizarea proceselor de rupere fragilă (o astfel de rupere bruscă, fără preaviz, poate avea urmări nefaste la poduri) iar pe de altă parte, dezvoltarea metodelor practice de verificare cu scopul de a conduce la concluzii asupra imperfecțiunilor de material. În aceasta constă deosebirea esențială față de analizele clasice ale rezistenței materialelor care pleacă de la premisa utilizării unui material fără defecte.

Teoria clasică se bazează pe faptul că apariția unei fisuri în element duce la depășirea capacității portante a acestuia.

Principiul actual este „*Living with defects*” ceea ce înseamnă că se introduce al II-lea parametru, defectul.

Astfel, ajunge la concluzia că **mecanica ruperii reprezintă un domeniu de maximă importanță** în domeniul podurilor, care încearcă să rezolve următoarele probleme:

- Cum variază rezistența structurii pe măsură ce o fisură inițială se propagă în timp?
- Care este lungimea maximă admisă a fisurii acceptată în serviciu?
- Care este durata de timp necesară pentru ca o fisură cu o anumită lungime inițială (detectabilă) să atingă valoarea maximă admisă?
- Care sunt intervalele de timp dintre două inspecții periodice atunci când o structură a acumulat un anumit grad de vătămare?

#### Mecanica Ruperii :

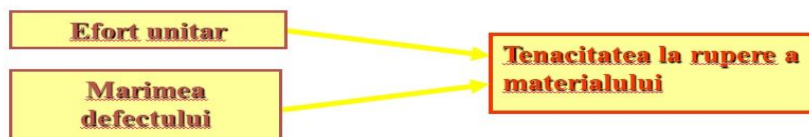
- acceptă existența fisurii/defectului;
- studiază apariția lui;
- studiază viteza de propagare a fisurii;
- studiază durata de viața rămasă în exploatare în condiții de siguranță a elementului;

#### Principiile Mecanicii Ruperii:

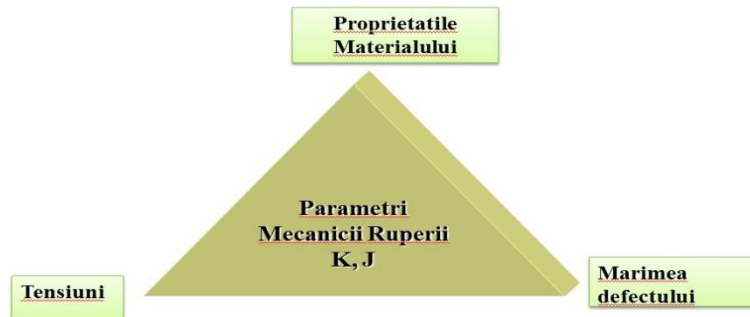
Teoria clasica



Mecanica Ruperii







Figură 3.1.1. Principiile Mecanicii Ruperii

### 3.1.1 Teoria clasică de rupere

Distribuția tensiunilor într-o placă caracterizată de prezența unui defect și supusă la o solicitare de tracțiune uniformă este influențată de acesta. Astfel eforturile unitare maxime se găsesc la marginea defectului eliptic, având valoarea[1] :

$$\sigma_{\max} = \sigma \left( 1 + \frac{2a}{b} \right) \quad (1)$$

$$\sigma_{\max} = \sigma \cdot k_t \quad (2)$$

unde  $k_t = \sigma_{\max} / \sigma$ , este un factor de concentrare a tensiunilor.

Pentru un orificiu circular, unde  $a = b$ , valoarea factorului  $k_t$  va fi 3, reprezentând valoarea de concertare locală a tensiunii. Această concentrare de tensiuni este mult mai mare pentru un orificiu de formă eliptică; ea tinde către infinit în timp ce semiaxa  $b$  tinde către zero [1].

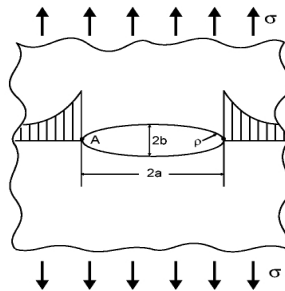


Figura 3.1.1.1. Efectul unui orificiu eliptic asupra tensiunilor dintr-o placă

Scriind raza de curbura  $\rho = b^2 / a$ , tensiunea maximă va avea relația:

$$\sigma_{\max} = \sigma \left( 1 + \sqrt{\frac{a}{\rho}} \right) \quad (3)$$

În cazul  $a \gg b$ , devine:

$$\sigma_{\max} = 2\sigma \sqrt{\frac{a}{\rho}} \quad (4)$$

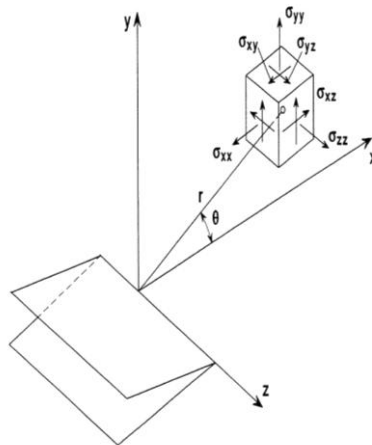
astfel când  $\rho \rightarrow 0 \Leftrightarrow \sigma_{\max} \rightarrow \infty$

**Factorul de intensitate al tensiunii „K”**

George Rakine IRWIN în 1957 a dezvoltat o teorie fundamentală în mecanica ruperii bazată pe analiza stării de solicitare și deformație la vârful fisurilor. Această teorie demonstrează faptul că zona de solicitare de la vârful unei fisuri este determinată de factorul **K** (notat așa în onoarea colaboratorului său Joseph KIES, 1952 – 1954), cunoscut sub denumirea de **factorul de intensitate al tensiunii**. Analizând modelul clasic de solicitare și folosind expresiile lui Westergaard din teoria elasticității, a caracterizat câmpul de solicitare elastic din vecinătatea unei fisuri prin relațiile:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left( 1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \\ \sigma_y &= \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left( 1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \\ \tau_{xy} &= \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left( \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \right) \end{aligned} \quad (5); (6); (7)$$

în care K – factorul de intensitate al tensiunii  
 $r, \theta$  - coordonatele polare în planul x-y



Figură 3.1.1.2. Câmpul de tensiuni din vecinătatea unei fisuri

În planul fisurii, atunci când  $\theta = 0$ , efortul tangențial devine nul iar componentele directe ale tensiunii sunt date de relația:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} f(\theta) = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \quad (8)$$

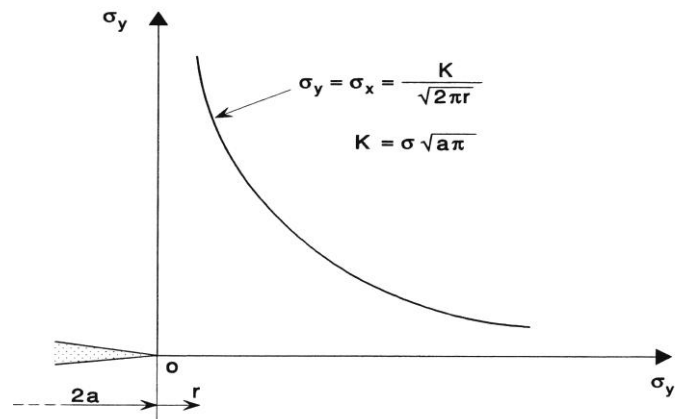


Figura 3.1.1.3. Componentele directe ale tensiunii

#### Moduri de solicitare / deplasare

În funcție de deplasarea relativă a suprafețelor de rupere situate de o parte și alta a planului în care se extinde fisura, propagarea acesteia se poate face în următoarele trei moduri fundamentale:

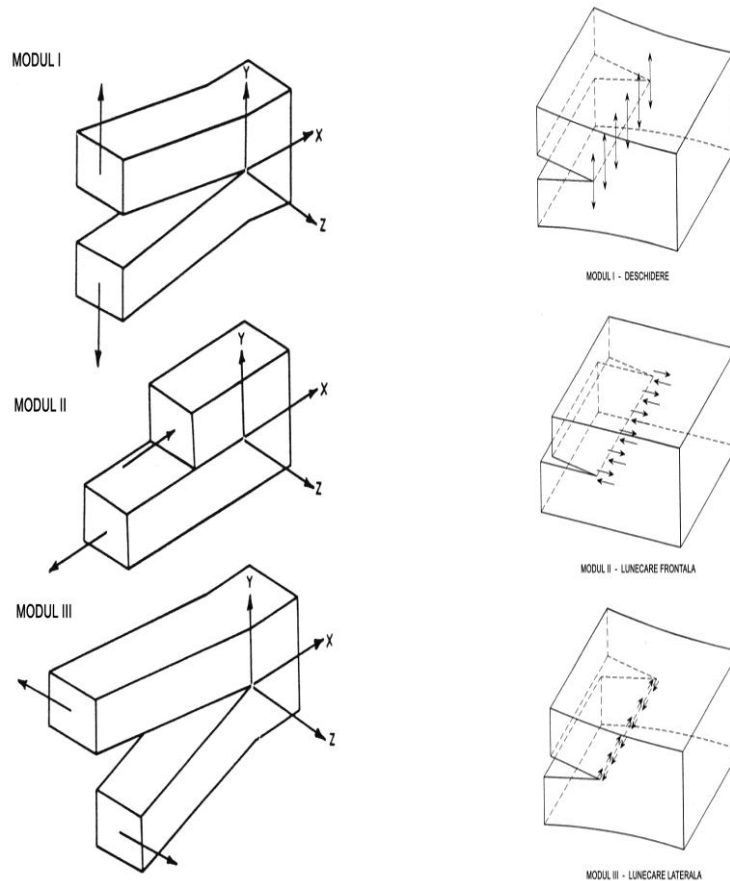


Figura 3.1.1.4. Modurile fundamentale de deplasare a suprafețelor de rupere

*Modul I* – fisura se extinde prin deschidere, deplasările punctelor de pe suprafața fisurată se realizează după o direcție perpendiculară pe planul acesteia.

*Modul II* – fisura se extinde prin lunecare frontală, deplasările punctelor de pe suprafața fisurată se fac în planul fisurii, perpendicular pe frontul fisurii și în sensul acesteia de înaintare.

*Modul III* – fisura se extinde prin lunecare laterală, deplasările punctelor de pe suprafața fisurată se fac în planul fisurii, paralel cu frontul acesteia.

Observație: Cele mai multe ruperi fragile se produc după modul I, întrucât acestea au loc de regulă prin deschiderea fisurii.

### **Criteriul de rupere. Conceptul – K**

Verificarea de bază în cadrul mecanicii ruperii este dată de relația:

$$K_{apl} \leq K_{crit} = K_{Ic} \quad (9)$$

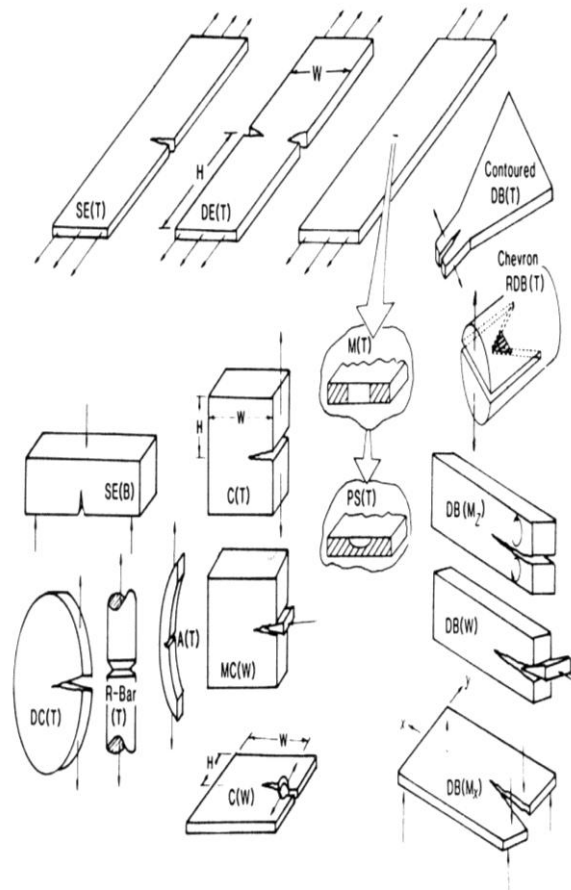
Unde:

$K_{apl}$  – factorul de intensitate al tensiunii, depinde atât de intensitatea tensiunilor aplicate cât și de dimensiunile și geometria fisurii

$K_{crit}$  – valoarea critică a factorului de intensitate al tensiunii (tenacitate); este o constantă de material și se determină în baza unor încercări experimentale.

Observație: la ora actuală există o serie de metode de determinare al factorului de intensitate  $K_{Ic}$ , alegerea acestuia depinde în mod direct de performanțele laboratorului în care se conduce încercarea. În țara noastră există o normă pentru determinarea valorii critice și anume STAS 9760-84.

În figura de mai jos se prezintă tipurile de epruvete pentru încercările experimentale de mecanica ruperii.



Figură 3.1.1.5. Exemple de epruvete specifice încercărilor de MR

### 3.1.2. Propagarea fisurilor din oboseală

Ruperea materialelor prin oboseală este unanim acceptată ca fiind un proces ce conține trei etape distincte:

- inițierea defectului de tip fisură;
- propagarea fisurii în material;
- separarea prin ruperea completă a materialului în două sau mai multe bucăți;

Astfel, durata de viață a unui element supus la oboseală poate fi scrisă sub forma:

$$N_f = N_i + N_p \quad (10)$$

Unde:

$N_i$  = numărul de cicluri necesar pentru a iniția defectul

$N_p$  = numărul de cicluri necesar pentru propagarea defectului până la rupere

În majoritatea cazurilor fisurile din oboseala materialului sunt inițiate în zone caracterizate de detalii constructive cu risc sporit de fisurare – concentratorii de tensiune. Transformarea microdefectelor în macrodefecte, ce are loc în stadiul I, este controlată de prezența componentei tangențiale a tensiunii din planurile favorabile mișcării dislocațiilor.

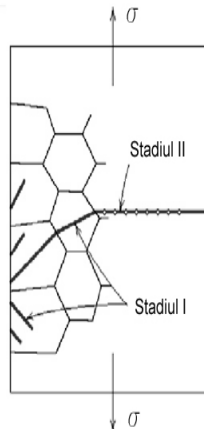


Figura 3.1.2.1. Mecanismul de rupere

Stadiul II debutează în prezența unui macrodefect, atunci când fisura dobândește o lungime necesară pentru realizarea unei concentrări triaxiale a tensiunii și este controlată, în principal, de componenta normală a tensiunii. Mecanismul de rupere, prin propagarea fisurii din oboseală în stadiul II, are loc prin formarea enclavei plastice la vârful fisurii și rotunjirea / extinderea prin ascuțire repetată a acestuia, după cum se poate observa în figura alăturată [72].

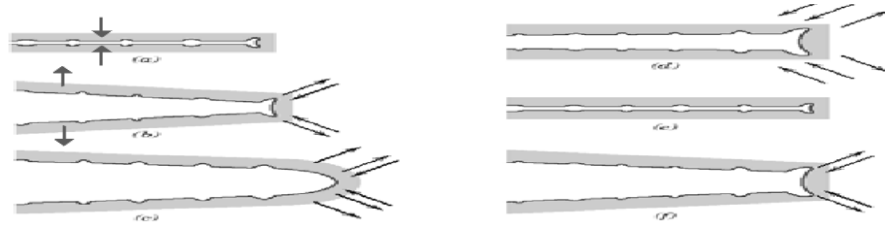


Figura 3.1.2.2. Mecanismul de propagare a fisurii

- (a) zero sau încărcare maximă de compresiune;  
 (b) încărcare redusă de întindere;  
 (c) încărcare maximă de întindere;  
 (d) încărcare redusă de compresiune;  
 (e) zero sau încărcare maximă de compresiune;  
 (f) încărcare redusă de întindere [78] .

Pentru a descrie propagarea fisurilor din oboseală trebuie luati în vedere următorii factori de influență :

1. geometria structurii;
2. geometria defectului (fisurii);
3. proprietățile materialului;
4. rata de încărcare și frecvența;
5. temperatura și mediul.

Evaluarea condițiilor specifice de propagare a fisurilor poate fi realizată pe baza unor mărimi caracteristice, fundamentate pe conceptele mecanicii ruperii și anume: tenacitatea materialului exprimată prin factorul de intensitate a tensiunii  $K$  sau valoarea integralei  $J$  și viteza de propagare a fisurii  $da/dN$  (creșterea fisurii pentru fiecare ciclu de încărcare).

Creșterea subcritică a fisurii sub acțiunea solicitărilor variabile sau a mediilor corosive a fost studiată de Paris, care a propus prima relație empirică ce leagă variația factorului de intensitate al tensiunii de viteza de creștere a fisurii.

Viteza de propagare a unei fisuri poate fi caracterizată prin următoarea relație:

$$\frac{da}{dN} = f(\Delta K, R, H) \quad (11)$$

$da/dN$  - creșterea fisurii pt. un ciclu de solicitare

$\Delta K$  - variația factorului de intensitate al tensiunii, determinat de ecartul de tensiune  $\Delta\sigma$ ;

$$\Delta K = K_{\max} - K_{\min} \quad (12)$$

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$$

$R$  - coeficientul de asimetrie al ciclului de solicitare  $R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$  ;

$H$  - termen ce ia în considerare istoricul solicitărilor

Ecuția lui Paris, valabilă în domeniul de propagare stabil al fisurii, are forma:

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m \quad (13)$$

Unde:

$C, m$  - constante de material;  $C$  este invers proporțional cu modulul de elasticitate  $E$  iar  $m$  ia valoarea 3 pentru cele mai multe materiale metalice.

Reprezentare într-un sistem dublu logaritmice a vitezei de propagare a fisurii  $da/dN$  așa cum rezultă din ecuația lui Paris, devine o dreaptă prezentată în figura de mai jos.

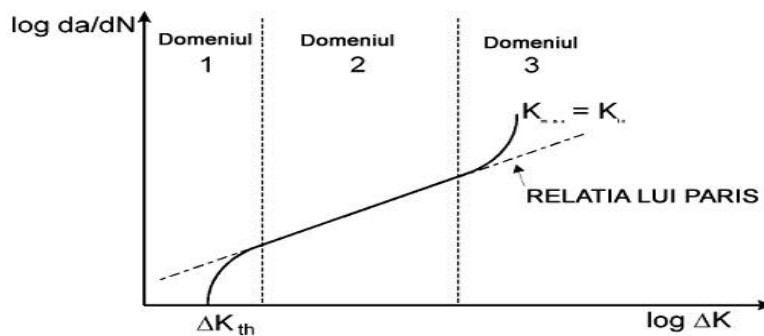


Figura 3.1.2.3. Curba de propagare a fisurii în prezentare dublu logaritmice

**Domeniul 1:** în cazul unei viteze  $da/dN$  de propagare a fisurii mici, curba se apropie către o valoare prag  $\Delta K_{th}$ , sub limita căreia înaintarea fisurii nu mai are loc.

**Domeniul 2:** funcția se comportă aproape liniar fiind vorba în acest caz de o propagare stabilă a fisurii. Pe acest domeniu creșterea fisurii este descrisă de relația lui Paris.

**Domeniul 3:** viteza de propagare devine foarte mare astfel încât propagarea devine instabilă. Dacă factorul de intensitate al tensiunii atinge valoarea critică a materialului  $K_{Ic}$  intervine ruperea.

În literatura tehnică de specialitate pot fi găsite un număr foarte mare, peste 60, de relații de determinare a vitezei de propagare a fisurilor.

Ecuatiile de propagare a fisurilor pot fi împărțite în trei grupe, pe baza parametrilor pe care îi conțin [79]:

$$a) \quad da/dN = C_1 f_1(a); \quad da/dN = C_2 f_2(\Delta\sigma); \quad da/dN = C_3 f_3(\Delta K)$$

în care;

$a$  - lungimea fisurii;

$N$  - numărul de cicluri;

$\Delta\sigma$  - ecartul de tensiuni;

$\Delta K$  - ecartul factorului de intensitate a tensiunii;

$C_i$  cu  $i = 1...3$  - parametrii de material;

$f_i$  cu  $i = 1...3$  - funcții.

Cea mai importantă ecuație o reprezintă relația lui Paris și Erdogan. În această relație, ecartul factorului de intensitate a tensiunii se calculează:



$$\Delta K = K_{\max} - K_{\min} = Y(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})\sqrt{\pi a} \quad (14)$$

unde  $Y$  reprezintă un factor de corecție ce ține seama de geometria și dimensiunea defectului.

Relația (14), are aplicabilitate pentru domeniul 2, unde fenomenul de propagare a fisurii este stabilizat, fiind marcat în diagrama din figura.

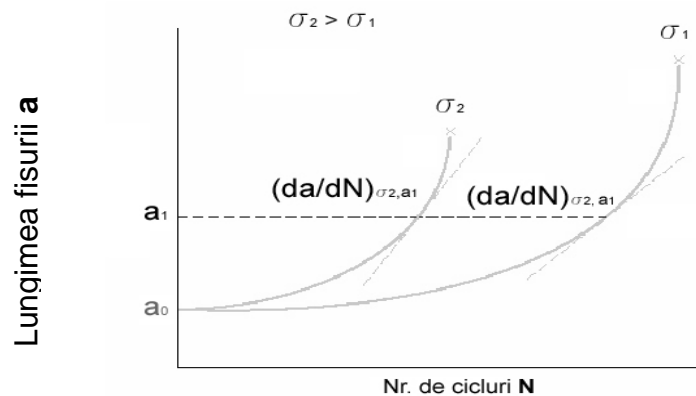


Figura 3.2. Propagarea fisurii pe baza relației lui Paris

Aplicarea în practică a relației lui Paris și Erdogan se face cu rezultate bune, pe baza acestora putându-se calcula numărul de cicluri de solicitare necesare până la ruperea unui element cu fisură [1].

### 3.2. Aplicarea metodologiei pentru predicția duratei de viață

Bazat pe prezentarea făcută în paragraful anterior, se poate concluziona faptul că perioada de exploatare în siguranță a unei structuri este constituită din faza de inițiere a fisurii și faza de propagare stabilă a acesteia. Dacă se iau în discuție elemente structurale sau structuri în ansamblu, care prezintă degradări în sensul de macrofisuri provenite din exploatare, atunci calculul duratei de viață a acestor elemente se poate efectua pe baza relației lui Paris. Mai precis calculul se realizează prin integrarea acestei relații:

$$N = \int_0^N dN = \int_{a_0}^{a_{\text{crit}}} \frac{da}{C \cdot \Delta K^m} \quad (15)$$

unde:

$N$  - numărul de cicluri de solicitare necesare pentru ca fisura să se extindă de la dimensiunea ei inițială  $a_0$  până la valoarea critică  $a_{\text{crit}}$  la care se produce ruperea;

$a$  - dimensiunea fisurii;

$C, m$  - constante de material din relația de propagare a fisurii;

$\Delta K$  - ecartul factorului de intensitatea a tensiunii.

Această integrală poate fi calculată numeric, luând în considerare un detaliu critic, cunoscând valorile fisurii - inițială și critică, pe baza relației de forma:

$$N = \int_{a_0}^{a_{\text{crit}}} \frac{da}{C \cdot \Delta\sigma^m \cdot Y^m \cdot (\pi a)^{-m/2}} \quad (16)$$

Numărul de cicluri  $N_{ij}$  reprezintă **durata de viață** a detaliului considerat plecând de la dimensiunea inițială  $a_0$  până la dimensiunea critică  $a_{cr}$ , admitând o propagare stabilă a fisurii.

Valoarea critică a fisurii se poate calcula pe baza criteriului K cu relația:

$$a_{\text{crit}} = \frac{K_{Ic}^2}{\pi \cdot Y^2 \sigma_{\text{max}}^2} \quad (17)$$

Constantele C și m de material se determină experimental în baza unor încercări de mecanica ruperii, ce lucrează cu epruvete care conțin un defect indus printr-un ciclu de oboseală.

Un astfel de standard, care descrie metoda de încercare, este norma americană **ASTM E 647** pentru determinarea vitezei de propagare a fisurilor (*Standard Test Method for Measurement of Fatigue Crack Rates*).

Podurile metalice cu vechime în exploatare prezintă de cele mai multe ori defecte astfel ca este necesară o verificare la oboseala a structurii, aceasta verificare se face în modul următor:

- **metoda clasică** se bazează pe o ipoteză liniară de cumulare a vătămărilor Palmgreen – Langer – Miner (PLM):

$$D_d = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \quad (18)$$

$n_i$  = numărul de repetări efective a ciclurilor de tensiuni cu ecartul constant  $\sigma_{\Delta i}$  al blocului "i"

$N_i$  = numărul de repetări a ciclurilor de tensiuni cu ecartul constant  $\sigma_{\Delta i}$  la care se produce ruperea detaliului constructiv căruia îi aparține curba S-N.

Fiecare trecere produce o vătămare, acestea se cumulează până în momentul când apare ruperea, vătămarea fiind totală. Matematic acest lucru se exprimă prin faptul că suma tinde spre valoarea 1.

O cedare are loc atunci când vătămarea este totală (de exemplu pentru o treaptă de efort, când  $n_1 = N_1 \Rightarrow n_1 / N_1 = 1$ ) și apare ruperea.

Prin introducerea tensiunilor raportate în ecuația Wohler rezultă:

$$N_i = \left( \frac{\lambda_R}{\lambda_i} \right)^k N_R \quad (19)$$

Se introduce relația anterioară în regula PLM rezultând:

$$D_p = \sum_i \frac{n_i \lambda_i^k}{N_R \lambda_R^k} = \frac{1}{N_R \lambda_R^k} \sum_i n_i \lambda_i^k \quad (20)$$

$\sum_i n_i \lambda_i^k$  - cuprinde toate convoiele ce au circulat în trecut pe pod

$D_p$  - ecarturile raportate de tensiuni  $\lambda_i$  se transformă într-un ecart raportat pe tip de tren „j”; valoare se notează cu  $\lambda_{Tj}$ .

Notând cu  $N_i$  numărul de cicluri de tip „j” care trec într-o zi pe pod și cu  $T_n$  intervalul de timp în ani în care circula aceste trenuri rezultă un număr total de trenuri  $Z_{Tn}$ .

$$Z_{Tn} = 365 T_n \sum_j N_j \quad (21)$$

Astfel că vătămarea cumulată pe o perioadă de timp rezultă:

$$D_{Tn} = \frac{365}{N_R \lambda_R^k} T_n \sum_j N_{jn} \lambda_{Tjn}^k \quad (22)$$

Dacă însumăm intervalele de timp  $T_n$ , cu  $n=1,2,\dots,m$ , se poate scrie vătămarea total cumulată rezultată:

$$D_p = \frac{365}{N_R \lambda_R^k} \sum_{n=1}^m T_n \sum_j N_{jn} \lambda_{Tjn}^k \quad (23)$$

Astfel rezultă trei cazuri:

- 1)  $D_p < 0.8$  - structura prezintă siguranța la oboseală
- 2)  $0.8 < D_p < 1.0$  - există posibilitatea de apariție a unor fisuri la oboseală în structură;
- 3)  $D_p \geq 1.0$  - structura nu prezintă siguranța la oboseală.

**Determinarea siguranței în exploatare a structurilor podurilor existente, respectiv determinarea duratei de viață rămase** se face în prezent cu ajutorul metodei liniare de cumulare a defectelor după **Palmgreen - Langer - Miner**.

În practica curentă se presupune că un element nu prezintă siguranța necesară în exploatare dacă  $D \geq 1,0$  sau dacă apare **o fisură** în element.

### 3.2.1. Determinarea valorii critice a defectului

Diagrama de evaluare a ruperii (DER sau FAD) descrie interacțiunea dintre ruperea fragila și colapsul plastic, determinată de o funcție  $K_r = f(S_r)$

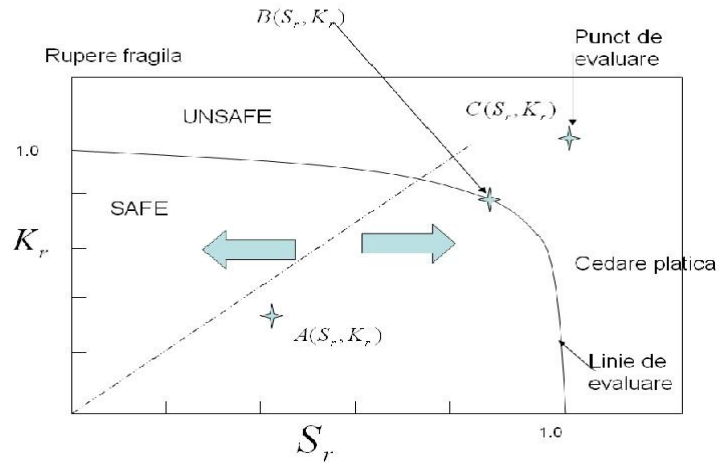


Figura 3.3.1. Diagrama de evaluare a ruperii PD 6493

**Determinarea valorii critice a defectului  $a_{crit}$**

<p><b>Procedeu iterativ</b></p> $K_r = \frac{K_I}{K_{mat}}$ $K_r = 0,707 \Rightarrow K_I^{Limita}$ <p>dar, <math>K_I = (Y \cdot \sigma) \cdot (\pi \cdot a)^{1/2}</math></p> $K_I^{a_c} = Y \cdot \sigma_{max} \cdot \sqrt{\pi \cdot a_i}$ $K_I^{a_c} = K_I^{Limita}$ <p><b>MathCad !</b></p>	<p><b>Procedee simplificate</b></p> $a_{crit} = \frac{1}{\pi} \cdot \left[ \frac{K_{Ic}}{Y \cdot \sigma_{max}} \right]^2 \quad \text{Procedeu K}$ <hr style="width: 50%; margin: 10px auto;"/> $a_m := \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \left( \frac{K_{Ic}}{\sigma_{max}} \right)^2 \quad \text{Procedeu BS}$ <p style="text-align: center; color: green;"><b>PERMISIVITATE MARE !</b></p>
---	--

Figura 3.2.1.2. Determinarea valorii critice a defectului

Pentru analiza de gradul 2 a fost realizată o automatizare a calculului în programul Mathcad, rezultând diagrama de mai sus și dimensiunile fisurilor critice la elementele studiate [11].

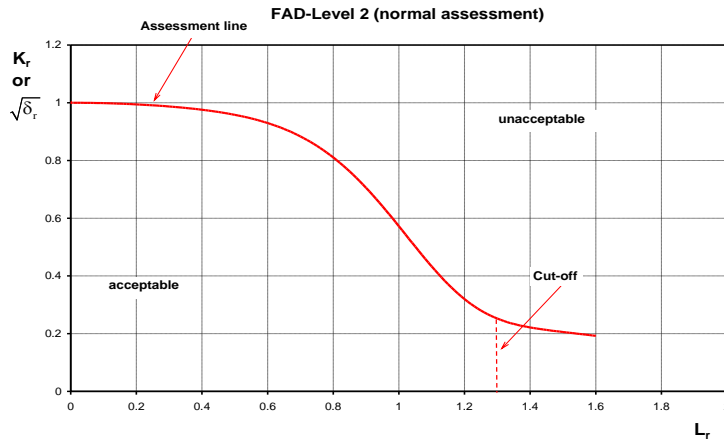


Figura 3.2.1.3. Diagrama de evaluare FAD2

Procedura este destul de simplă și constă în determinarea parametrilor  $K_r$  și  $S_r$  pentru un defect analizat și poziționarea punctului cu coordonatele respective pe diagrama de evaluare a rupei ( fig. 3.2.1.3) [71] .

$$K_r = \frac{K_I}{K_{mat}} \quad (24)$$

$K_{mat}$  - tenacitatea la rupere a materialului analizat

$K_I$  -factorul de intensitate a tensiunii calculat

$K_r = 1$  cedarea are loc prin rupere fragilă

$$S_r = \frac{\sigma_n}{\sigma_f} \quad (25)$$

$\sigma_f$  - rezistența („Flow”) de curgere, data de media aritmetică dintre rezistența ultima a materialului la tracțiune și limita lui de curgere;

$\sigma_n$  - tensiunea/efortul calculat;

$$\sigma_f = \frac{\sigma_{YS} + \sigma_{TS}}{2} \quad (26)$$

$S_r = 1$  , are loc cedare plastică

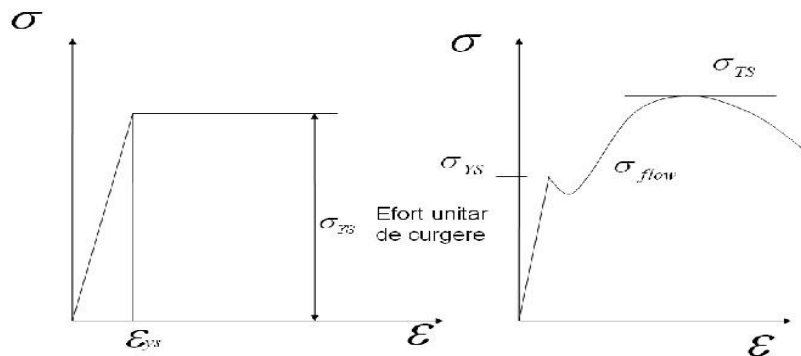


Figura 3.2.1.4. Rezistența de curgere /"flow"

$$\sigma_{flow} = \frac{\sigma_{YS} + \sigma_{TS}}{2} \quad (27)$$

Dacă punctul de coordonate  $K_r$  și  $S_r$  se situează în interiorul domeniului mărginit de linia de evaluare (pe diagrama de evaluare a ruperii), atunci dimensiunea defectului se consideră a fi acceptabilă, iar dacă punctul de analizat se situează pe linie sau în afara domeniului mărginit de linia de evaluare, defectul este considerat neacceptabil putând apărea ruperea fragilă sau cedarea plastică.

Procedura de determinare a duratei de viața rămasă pentru podurile metalice cu vechime în exploatare este următoarea, respectând norma BS 7910:1999:

Această procedură s-a aplicat și în cazul determinării duratei de viața rămasă în exploatare a podurilor din Berlinul de Est și Vest după căderea zidului Berlinului; după studiul realizat cu Mecanica Ruperii s-a stabilit lista priorităților în consolidarea podurilor cu vechime în exploatare din Berlin.

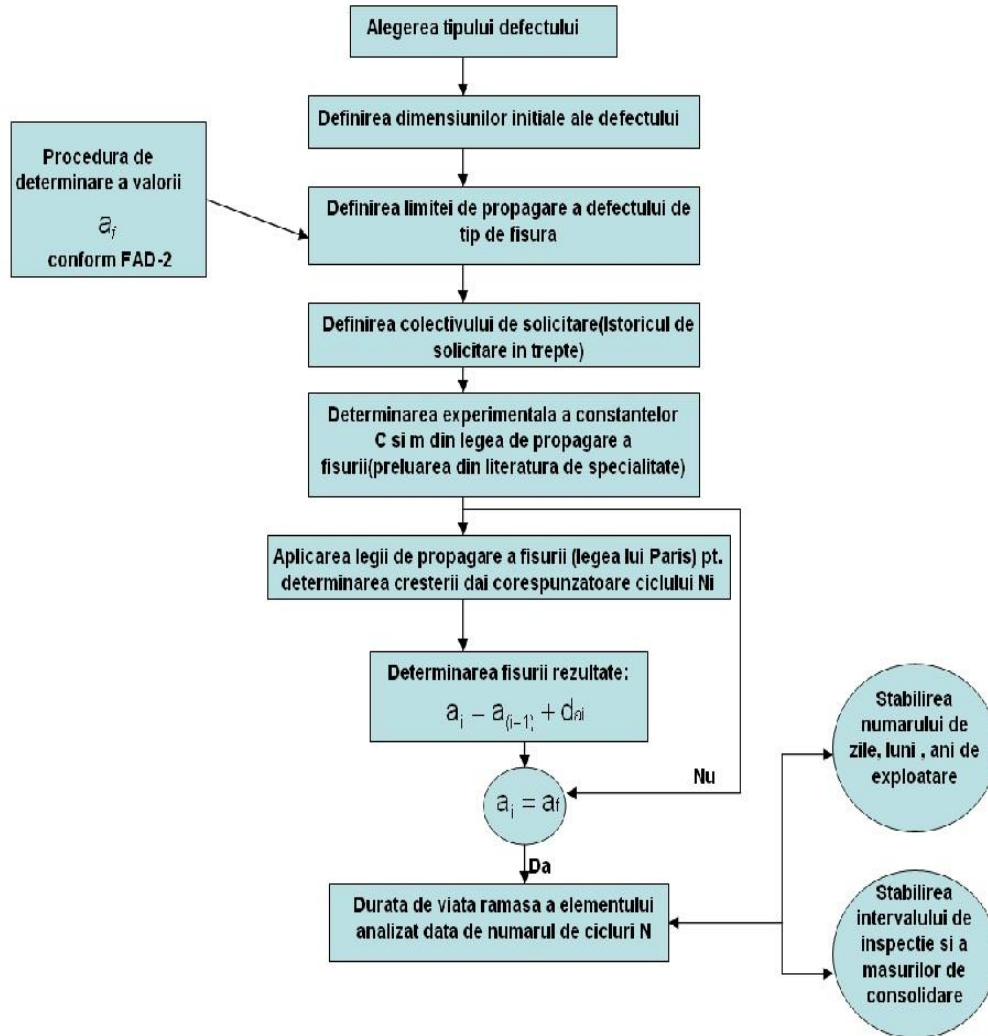


Figura 3.2.1.5. Schema logică de evaluare la oboseală a elementelor cu defect

### 3.2.2. Metoda Picăturii

Prin această metodă se determină numărul de cicluri de solicitare.

Principiul metodei este prezentat în figurile 3.17 și 3.18 și se determină prin considerarea unei picături de apă ce se prelinge în lungul diagramei, cazând vertical și numărând vârfurile de aceeași intensitate, rezultând astfel numărul de cicluri.

S-a simulat trecerea tramvaiul pe tăblierul central considerând pași de câte 50 cm. Astfel s-a înregistrat spectrul de solicitare  $\Delta F$  [kN].

$\Delta F \rightarrow \Delta \sigma$



Figura 3.4.1. Metoda Picăturii („Rainflow“)

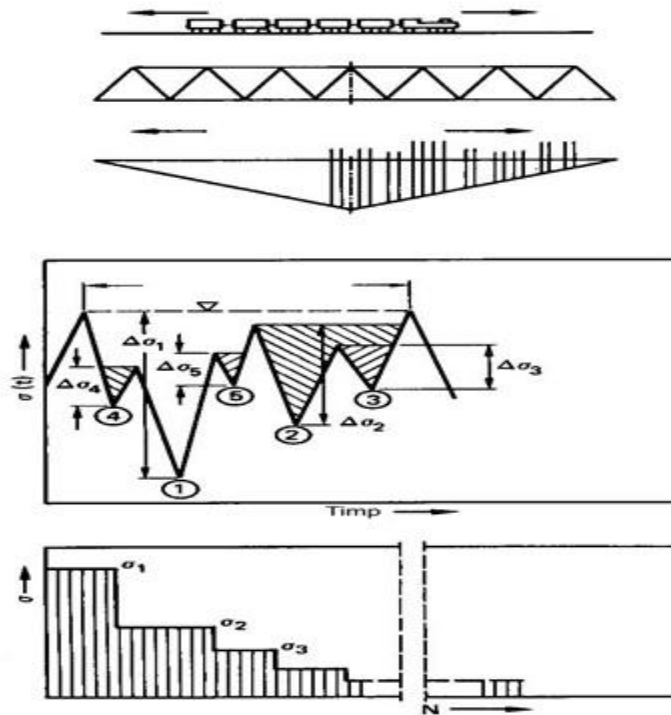


Figura 3.2.2.2. Determinarea istoricului de solicitari

Determinarea duratei de viață a elementelor se va face cu un program de calcul scris în Visual C++, v6.0.) (realizat de Petzek E.UPT)



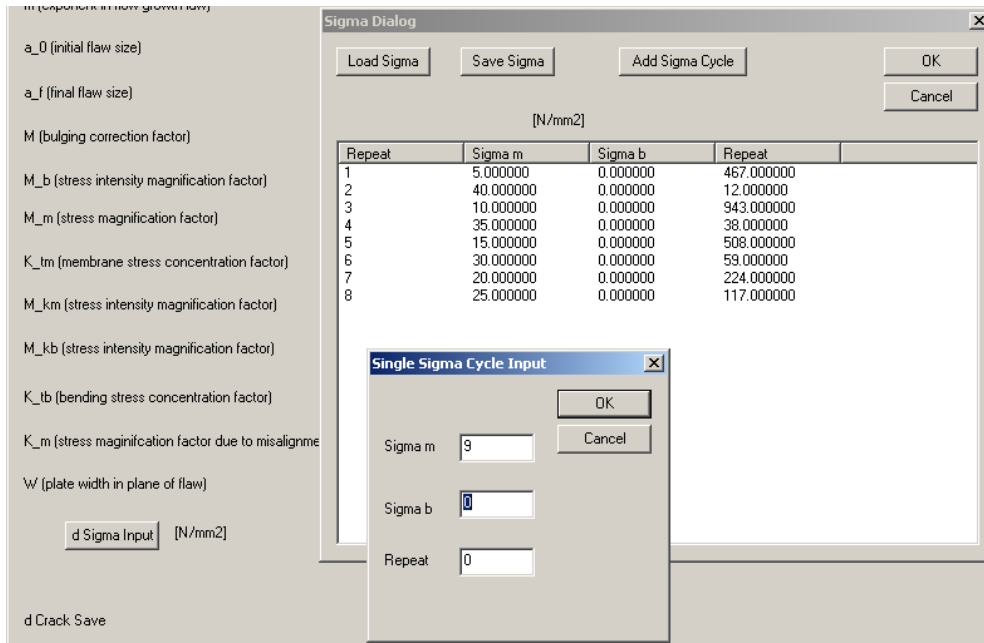
Programul poate rezolva două tipuri de probleme:

- a) evaluarea elementelor la oboseală ce conțin defecte de tip fisură centrală pe toată grosimea corpului ( fig 3.18)

Figura 3.2.2.3. Interfața programului cu fisura centrală

- b) evaluarea elementelor la oboseală ce conțin defecte de tip fisură marginală pe toată grosimea corpului ( fig 3.19)

Figura 3.2.2.4. Interfața programului cu fisură marginală

Figura 3.2.2.5. Interfața programului pentru introducerea istoricului de solicitare în trepte  $\Delta\sigma$ 

Programul are nevoie de următoarele date de intrare:

- constantele de material  $C$  și  $m$  din legea de propagare a fisurii la oboseală (din literatura de specialitate);

- dimensiunea inițială a fisurii  $a_0$  [mm]

- dimensiunea finală a fisurii  $a_f$  [mm]

- lățimea plăcii în planul defectului  $W$  [mm]

- Istoricul solicitărilor  $\Delta\sigma$  [ $N/mm^2$ ]

- factorii de mărire a intensității tensiunii  $M_m, M_b, M_{km}, M_{kb}$

- factorii de concentrare a tensiunii datorită tensiunii  $k_t, k_{tm}, k_{tb}$

- factorul de mărire a tensiunii datorită dezaxării  $k_m$

Rezultatele obținute din program sunt valori ale creșterii fisurii în funcție de numărul de cicluri  $N$ , pe baza cărora se poate trasa curba de variație  $a=f(N)$ .

### 3.3. Studiu de caz: Talpa inferioară – Grinda principală

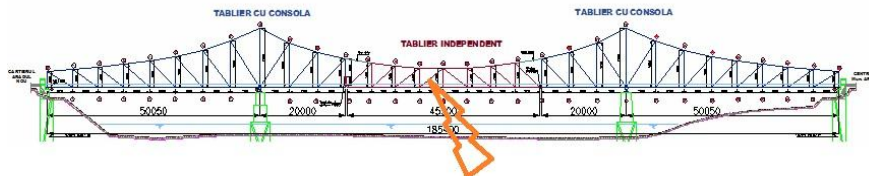


Figura 3.3.1. Elevație pod Traian Arad, exemplificare poziție element 14-15

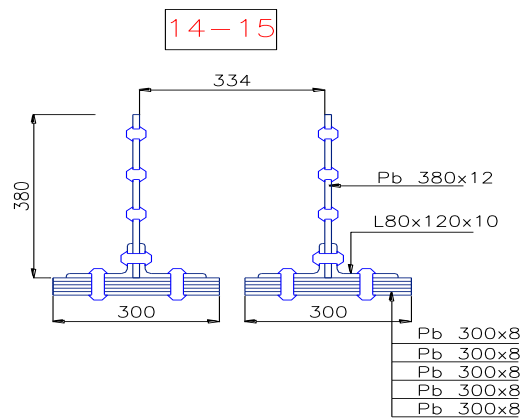


Figura 3.3.2. Secțiunea tălpii inferioare

#### **Caracteristicile materialului:**

- Oțel moale  $\cong$  S235 N/mm<sup>2</sup>
- Limita de curgere  $\sigma_y = 230$  N/mm<sup>2</sup>;
- Rezistența ultimă la rupere  $\sigma_{ult} = 360$  N/mm<sup>2</sup>.
- Tenacitatea la rupere a mat.  $J_{crit} = 15$  Nmm pentru temperatura de -20°C
- Constantele de material  $m = 3$  și  $C = 3 \times 10^{-12}$

Această analiză s-a bazat pe informațiile sumare vizând calitatea materialului de bază, dar și pe rezultatele unor ample studii privind oțelurile vechi utilizate la poduri în vestul țării în perioada 1900 – 1930, produse la Reșița și Győr.

#### **Istoricul de solicitare**

S-a presupus un trafic alcătuit din 2 șiruri de tramvaie cu un tact de 15 min → în intervalul orar 5:00 - 24:00 = 19 ore = 76 perechi de tramvaie / zi în in tandem pe pod

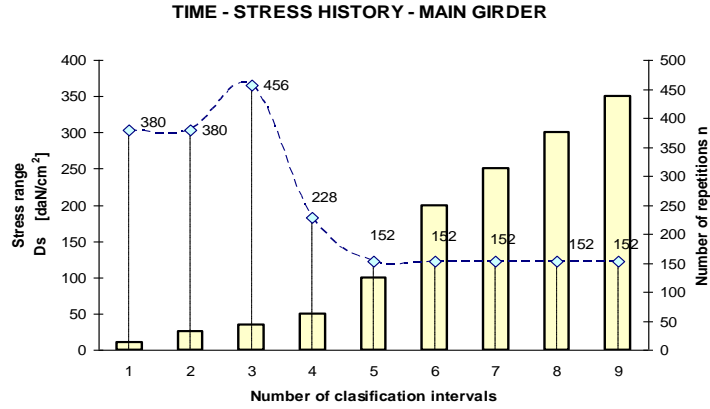


Figura 3.3.3. Istoricul solicitării pentru talpa inferioară

**Modelul teoretic de fisurare**

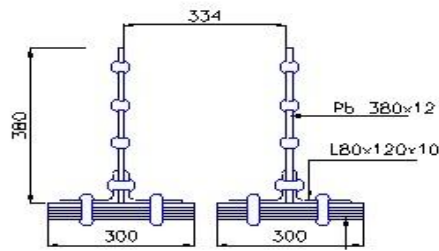


Figura 3.3.4. Secțiune talpa 14-15

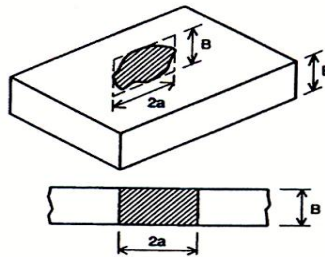


Figura 3.3.5. Modelul de fisurare – fisură pe toată grosimea de produs (through thickness flaw)

S-au presupus două situații și anume prezența în elementele structurale a unei fisuri inițiale cu lungimea:

- a)  $a_0 = 2$  mm – defect nedetectabil
- b)  $a_0 = 5$  mm – defect nedetectabil

**Determinarea valorii critice a fisurii  $a_{crit}$**

Cf. Diagramelor de evaluare a ruperii FAD – BS 7910/1999 Anexa N

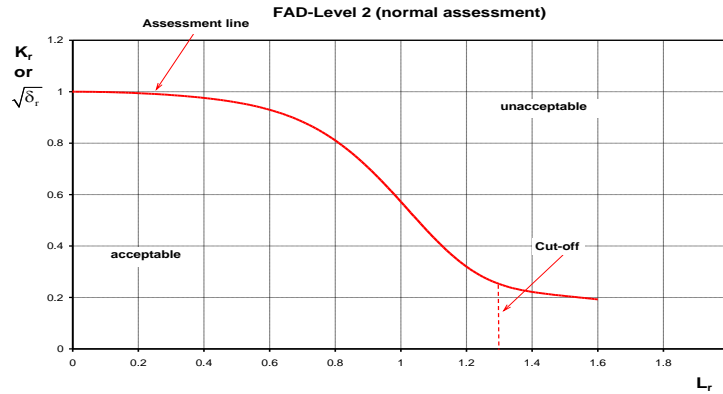


Figura 3.3.6. Diagrama de evaluare FAD2 pentru elementul 14-15

BS 7910

$$a_{crit} = \frac{K_{Ic}^2}{\pi \cdot Y^2 \sigma_{max}^2} \tag{28}$$

→  $a_{crit} = 37 \text{ mm}$  (pentru  $K_{Ic} = 1500 \text{ Nmm}^{-3/2}$ ,  $J_{Ic} = 15 - 20 \text{ Nmm}$ )

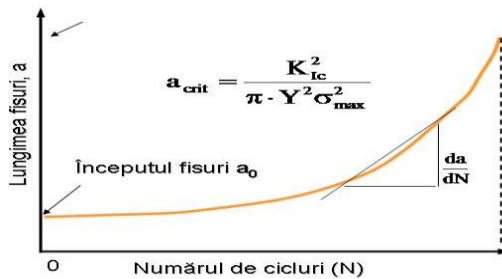


Figura 3.3.7. Fisura critică

**Determinarea duratei de viață rămase**

Ecuția lui Paris:

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m$$

$$\Delta K = K_{max} - K_{min} = Y(\sigma_{max} - \sigma_{min})\sqrt{\pi a}$$

Numărul de cicluri până la rupere:

$$N = \int_{a_0}^{a_{crit}} \frac{da}{C \cdot \Delta\sigma^m \cdot Y^m \cdot (\pi a)^{-m/2}}$$

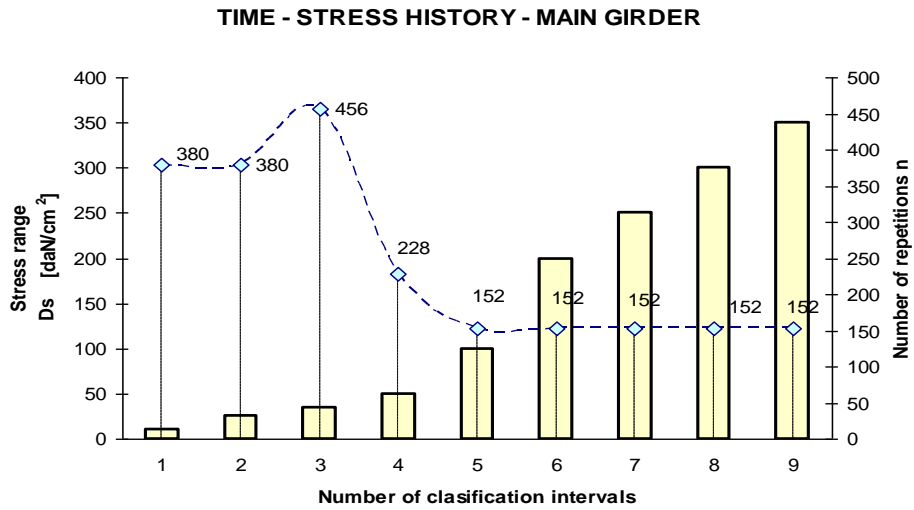


Figura 3.3.8. Istoricului de solicitare în trepte  $\Delta\sigma$  pe grinda principală

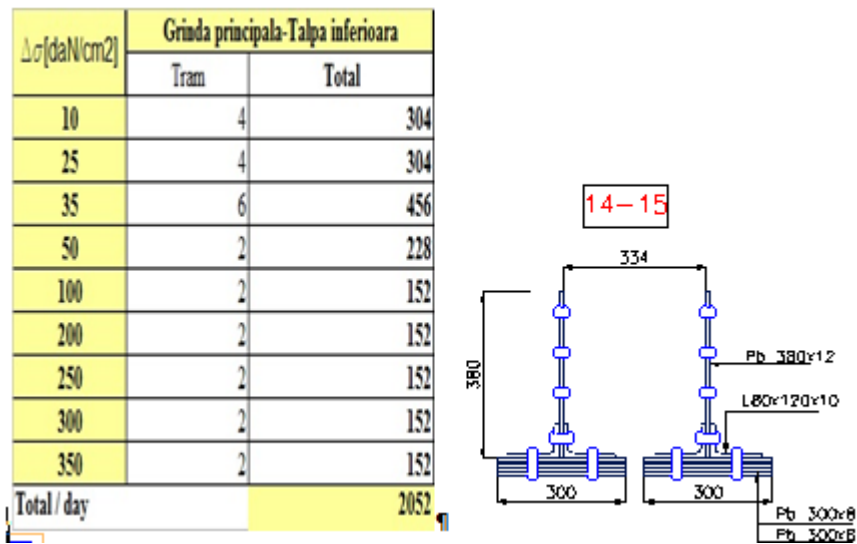


Figura 3.3.9. Istoricului de solicitare și secțiunea grinzii principale

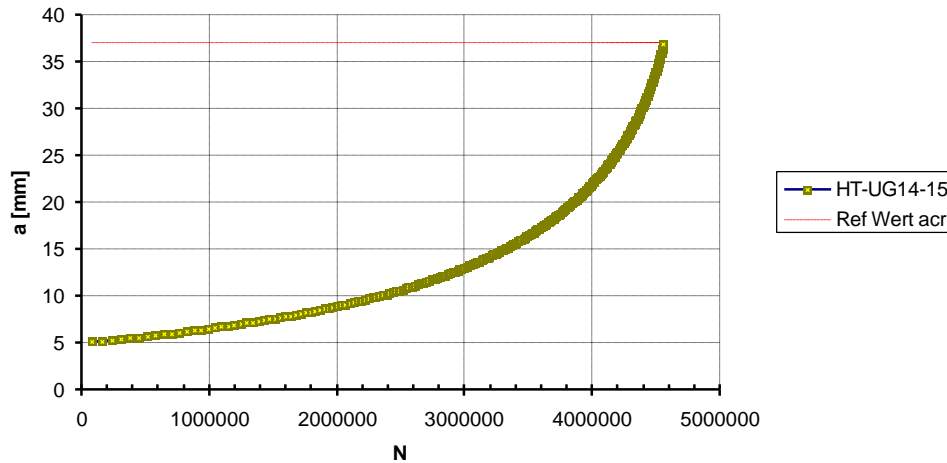


Figura 3.3.10. Lungimea fisurii în funcție de numărul de cicluri

**N=4.559.000 cicluri →**

$$\frac{4.559.000}{2.052} = 2.221.7 T. \rightarrow 6,09 J.$$

→ **Începutul fisurii 2 mm posibilă și probabilă => 14,14 ani durată de viață rămasă în condiții normale de exploatare**

→ **Începutul fisurii 5 mm = 6,09 ani durată de viață rămasă în condiții normale de exploatare [24].**

Fisura de 2 mm este posibilă și probabilă deoarece la podul de cale ferată de la Arad, la demontarea lui, s-au găsit în jurul niturilor fisuri de 1-2 mm.

În literatura de specialitate este acceptată fisura de 1-2 mm în jurul niturilor la secțiunile nituite.

Concluzii:

1. *Sistematizarea literaturii de specialitate a Mecanicii Ruperii în vederea aplicării principiilor ei pentru podurile metalice cu vechime în exploatare.*
2. *Aplicarea Principiilor Mecanicii Ruperii în determinarea duratei de viață a unui element structural al podului Traian, Începutul fisurii 5 mm în talpa inferioară în elemntul 14-15 duce la o durată de viață rămasă în siguranța în exploatare de 6,09 ani.*

## 4. STUDIUL ȘI ALCĂTUIREA ARTICULAȚIILOR GERBER

### 4.1. Alcătuirea articulațiilor Gerber

Grinzile compuse (grinzi Gerber) sunt sisteme static determinate alcătuite din grinzi cu console, grinzi dublu articulate și console legate între ele prin articulații. O grindă compusă se obține dintr-o grindă continuă pe mai multe reazeme, grindă static nedeterminată, prin introducerea unui număr de articulații egal cu numărul gradelor de nedeterminare statică. Introducerea articulațiilor trebuie făcută cu grijă pentru a se obține efectiv un sistem static determinat. În caz contrar se ajunge în situația ca părți din grindă să fie static nedeterminate, iar alte părți să fie mecanisme. Poziția legăturilor cu terenul permite clasificarea grinzilor componente în grinzi principale și grinzi secundare.

Reacțiunile la o grindă compusă se pot determina în două moduri:

- fie se descompune grinda în părți componente și utilizând ecuațiile de echilibru ale fiecărei grinzi componente se determină atât reacțiunile din legăturile exterioare cât și cele din legăturile interioare;
- fie se determină numai reacțiunile din legăturile exterioare utilizând condiția de echilibru pentru ansamblu plus condiții de echilibru al părților (condiții de momente egale cu zero în articulațiile interioare);

Utilizând prima modalitate, calculul începe cu grinzile secundare apoi se rezolvă grinzile principale asupra cărora se aplică ca acțiuni și reacțiunile din grinzile secundare adiacente.

În ceea ce privește trasarea diagramelor de eforturi, acestea se poate realiza în două moduri:

- fie se trasează pe fiecare grindă componentă și apoi se alipesc;
- fie prin trasarea directă parcurgând structura de la stînga la dreapta.

Pentru exemplele următoare se consideră prima modalitate de determinare a reacțiunilor și cea de-a doua modalitate de trasare a diagramelor de eforturi.

În ceea ce privește calculul deplasărilor elastice se procedează la fel ca la grinda simplu rezemată.

Grinzile Gerber sunt folosite în special la podurile metalice construite în jurul anilor 1900; folosindu-se acest sistem la tăblîerul podurilor metalice se rezolvă problema dilatării termice și tasărilor.



## Diferite tipuri de articulații Gerber

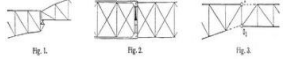
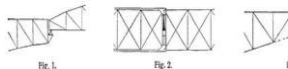
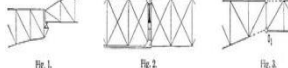
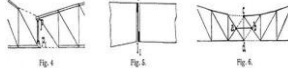
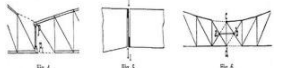
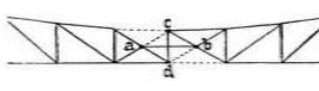
1.		Soluție într-un capăt fix având în celălalt capăt articulație plasată pe o consolă mică
2.		Articulație fixă plasată în axa neutră a fasciculului
3.		o și o1 pendul se termină cu articulație (Arad-pod Traian)
4.		P Pendulum - P1 cu articulații sferice la capete (Firth-de-Forth-Bridge)
5.		Suspendarea cu articulații mobile(plăci transversale care permit deplasări relative)
6.		Articulația clasică este înlocuită prin două bare; rotirea este posibilă relativ la intersecția ab și cd.

Figura 4.1.1. Tipuri de articulații Gerber

Inginerul german H. Gerber a avut ideea de a introduce într-o grindă continua articulații, ceea ce duce la reducerea problemelor din tasare. Structurile având ca și schemă statică grinda cu console și articulații au reazeme doar la capete, de aceea ele trebuie să aibă contageutăți la capete.

Aproape toate podurile din prima jumătate a secolului al 19-lea au fost grinzi cu o singura deschidere, ceea ce înseamnă că poduri cu mai multe deschideri au fost împărțite în o deschidere pe piloni. Desigur, inginerii de la acea vreme au fost conștienți de comportamentul static benefic al grinzii continue dar și de deficiențele în materie de tasari ale fundației.

Ideea lui H.Gerber de a introduce articulații în grinzi continue în locații static favorabile, care au eliminat neajunsurile din tasări, a fost brevetată în 1868 aceste grinzi fiind numite "grinzi Gerber".

Heinrich Gerber (1832 - 1912) a fost unul dintre cei mai importanți inginerii de poduri din Germania. După perioada petrecută în cadrul Autorității Feroviare regale bavareze el a devenit șeful unei companii importante metalice germane având o contribuție majoră în dezvoltarea domeniului podurilor metalice fiind primul care a introdus principiile de proiectare Wohlers de oboseală în construcții de poduri de cale ferată.

Un tip special de structura cu zăbrele, după principiul Gerber pe grinzi cu articulații, este podul de tip cu grinzi cu console și articulații. Astfel sunt grinzi cu zăbrele înalte la piloni, iar consolele pot fi construite în prezent în mijlocul deschiderii fără a fi nevoie de nici un esafodaj (schele). Această tehnică este de mare importanță atunci când sunt probleme cu înălțimea de trecere pe sub pod sau cu fundul albiei(teren accidental).

Un pod cu console și articulații este o structură susținută în mod rigid la un capăt. De exemplu, copacii pe care îi vedem în natură sunt modele de tip consolă impecabile, rădăcinile sunt ca suport rigid care împiedică trunchiul și ramurile de la

prăbușirea la pământ. Pe de altă parte, cele mai mari structuri create de om sunt zgârie-nori, în cazul lor fundația este suportul rigid și realizează menținerea structurii în echilibru.

## 4.2. Avantaje și dezavantaje ale podurilor cu console și articulații

Avantajele acestor tipuri de poduri sunt următoarele:

- reducerea momentelor pe reazeme;
- forma estetică foarte bună;
- nu apar tasări ;

Dezavantajele acestor tipuri de poduri sunt:

- sisteme de conectare speciale pentru a reduce posibilitatea cedării structurii;
- rigiditatea redusă, flexibilitate mare;
- în caz de mișcare seismică, probabilitate mare de cedare;

## 4.3. Verificarea articulației Gerber

Principalele poduri metalice pe sistem Gerber de la noi din țară sunt podul Regele Carol I construit de Anghel Saligny în 1895 și podul Traian de la Arad construit în 1912.

Ambele poduri sunt aproximativ din aceeași perioadă, materialul folosit în construcția lor fiind oțelul moale. Ambele structuri sunt poduri cu console și articulații, schema lor statică reducându-se la o grindă Gerber care s-ar descompune în grinzi principale (GP) și grinzi secundare (GS).

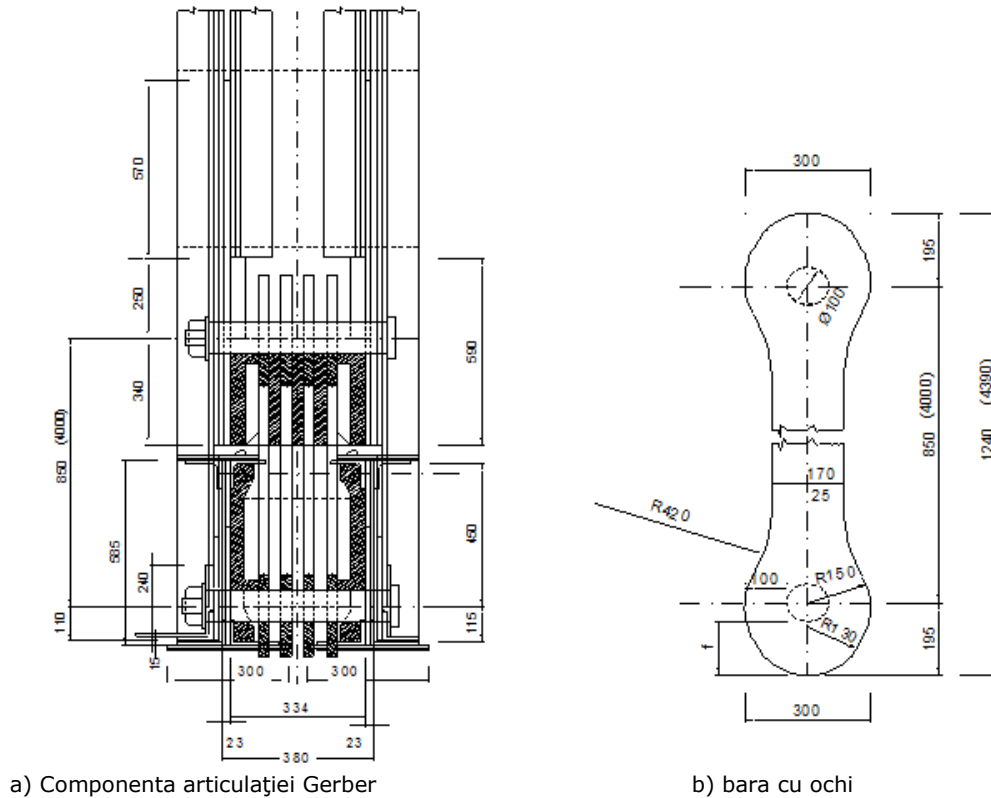


Figura 4.3.1. Schema statică a elevației pod Traian Arad

Structura podului Traian de la Arad conține patru articulații Gerber, fiind dispuse la capătul montanților cu următoarea componentă:

- patru platbenzi sub forma de pendul ele având denumirea de „bară cu ochi” cu grosimea de 25 cm și lungimi diferite în funcție de montantul din care face parte;
- 2 bolțuri cu diametru  $\Phi=100$  mm pentru fiecare articulație;
- mai multe tipuri de fururi;

Componenta unei articulații Gerber se poate observa și în figura 4.3.2



a) Componenta articulației Gerber

b) bara cu ochi

Figura 4.3.2. Articulația Gerber

În literatura de specialitate studiul articulației Gerber este prea puțin tratat, deoarece aceasta a fost utilizată la începutul anilor 1900. Gerber a fost înlocuită sau scoasă din lucru.

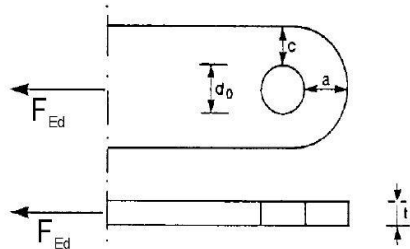
Acest studiu scoate în evidență importanța ei într-o structură, comportarea ei în timp, în cazul apariției unor fisuri, comportarea elementului și valoarea capacității portante a acestuia.

Aceste elemente trebuie să susțină toată partea centrală a podului. Reacțiunea din analiza spațială pe structura podului în montantul 11-11, aferent barei cu ochi a rezultat de 400 KN de la simulare 3D a fost 400KN pentru fiecare bară cu ochi, valoare obținută maximă.

Articulația Gerber este compusă din 4 bare cu ochi cu o grosime a 25 mm, pentru fiecare placă reacțiunea fiind de 100 KN.

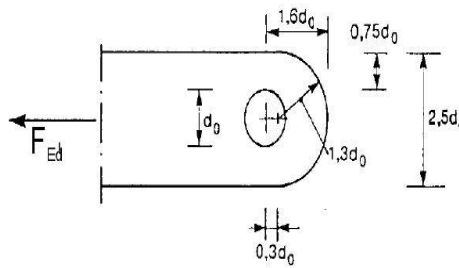
S-a verificat bara cu ochi conform SR EN 1993-1-8, astfel încât să fie îndeplinite condițiile geometrice și de capacitate portantă.

Type A: Given thickness  $t$



$$a \geq \frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{2 t f_y} + \frac{2 d_0}{3} : c \geq \frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{2 t f_y} + \frac{d_0}{3}$$

Type B: Given geometry



$$t \geq 0,7 \sqrt{\frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{f_y}} : d_0 \leq 2,5 t$$

Figura 4.3.3. Verificări conform SR EN 1993-1-8

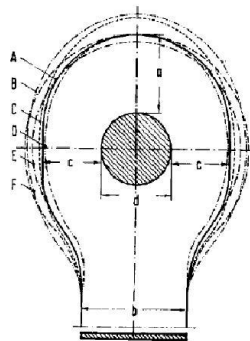


Figura 4.3.4. Dimensiunile  $a$ ,  $b$ ,  $c$  ale barei cu ochi

$$a = F_{\cdot Ed} \gamma_{\cdot Mo} / 2f_y + 2d_0 / 3 \quad (1)$$

$$a = 75.758 \quad (\text{mm})$$

$$a_{\text{figura}} = 145 \quad (\text{mm})$$

$$a_{\text{figura}} \geq a$$

$$c = F_{\cdot Ed} \gamma_{\cdot Mo} / 2f_y + d_0 / 3 \quad (2)$$

$$c = 42.424 \quad (\text{mm})$$

$$c_{\text{figura}} = 100 \quad (\text{mm})$$

$$c_{\text{figura}} \geq c$$

$$t = 0.7 \sqrt{F_{\cdot Ed} \gamma_{\cdot Mo} / f_y} \quad (3)$$

$$t = 14.924 \quad (\text{mm})$$

$$t = 25 \quad (\text{mm})$$

$$t_{\text{figura}} \geq t$$

$$d_0 = 2.5 * t$$

$$d_0 = 37.31 \quad (\text{mm})$$

$$d_{\text{figura}} = 100 \quad (\text{mm})$$

$$\left[ \frac{M_{\cdot Ed}}{M_{\cdot Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{\cdot v \cdot Ed}}{F_{\cdot v \cdot Rd}} \right]^2 = 0.242 \quad (4)$$

$$0.242 \leq 1$$

Toate condițiile SR EN 1993-1-8 au fost îndeplinite, condițiile geometrice A și B din formula (1), (2) și (3) și, de asemenea, criteriile de proiectare pentru îmbinările cu bolțuri [19], [41].

$$\sigma_{\max} = \alpha \frac{F}{2ct} \quad (5)$$

$$\alpha = 3.4 \left[ \frac{c}{a} \right]^{0.2} \left[ \frac{c}{d} \right]^{0.5} \quad (6)$$

$$\alpha = 3.156$$

$$\sigma_{\max} = 252.52 \text{ (N/mm}^2\text{)} > 235 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Structura a fost reabilitată de patru ori și de fiecare dată bara cu ochi a fost păstrată.

Elementul este compus din 4 bare cu ochi (figura 4.3, b) cu lungimi diferite (850 și respectiv 4000 mm) și 2 bolțuri cu diametru  $\Phi$  100. Plăcile au grosimea de 25 mm.

În ideea necesității unei inspecții pentru expertizarea barelor cu ochi s-a făcut un calcul economic aproximativ care să evidențieze și importanța din punct de vedere economic.

Fiecare bară cu ochi are greutatea ei.

Greutate celor două bare cu ochi este:

$$L=4000 \text{ mm} \quad F=327+319+34.5+30.6+153.6=864.7 \text{ kg} \\ =0.865 \text{ tone}$$

$$L=850 \text{ mm} \quad F=327+319+34.5+22+48.4=750.9 \text{ kg} \\ =0.751 \text{ tone}$$

$$\text{Greutatea totală} = 3.23 \text{ tone}$$

Acest element nu a fost înlocuit deoarece nu s-a expertizat nici o articulație Gerber în detaliu (extracție pentru probe material); dacă elementul va trebui înlocuit costul va fi foarte mare, deoarece costul de execuție va fi foarte mare.

Înălțimea de trecere a podului este foarte mică; pentru a înlocui acest element este nevoie de o schelă/eșafodaj pentru a susține deschiderea centrală.

Costul pentru oțelul din element este:

$$4500 \times 3.23 = 14535 \text{ Euro}$$

În ideea evaluării costurilor impuse de înlocuirea barelor cu ochi s-a ajuns la un preț estimativ de 14535 Euro, fiindcă prețul materialului turnat este mult mai mare comparativ cu materialul laminat.

O alta problemă ar fi susținerea părții centrale în cazul în care articulațiile Gerber se scot din lucru, ar fi necesar un eșafodaj (schelă), prețul căruia ar mai ajunge în jur de 150000 Euro. Dacă se ține cont și de necesitatea dirijării traficului ar trebui construit și un pod mobil/provizoriu care să preia circulația, costul căruia poate ajunge în jur de 1.1 milioane Euro [20], [23].

#### 4.4. Studiul variației efortului în bara cu ochi

Bara cu ochi face parte din montantul 11-11 al elevației, ea susținând propriu-zis o bună parte din elevația structurii. Starea ei actuală după cum se poate observa din pozele de la capitolele anterioare este precară, din acest motiv s-a considerat necesar studierea variației eforturilor în acest element în mai multe situații și sub mai multe încărcări.

În studiul următor vom avea variație de încărcare cât și variație de secțiune. Variația de încărcare în montantul aferent barei cu ochi este:

-100 KN  
-200 KN  
-300 KN  
-350 KN  
-450 KN  
-500 KN  
-600 KN  
-700 KN  
-750 KN  
-800 KN  
-900 KN  
-1350 KN,

Aceasta variație de încărcare rezultă din diferite combinații de încărcări (tăblrier gol, tăblrier gol+pietoni, tăblrier+mașină, tăblrier+camion, tăblrier+tramvai, etc.)

Variația secțiunii :

- bara cu ochi fără defecte;
- bara cu ochi cu o fisură;
- bara cu ochi cu două fisuri;
- bara cu ochi afectată de coroziune;

Eforturile rezultate din analizele făcute pe element au fost maxime în zonele de concentratori de tensiune maximă.

Zonele de concentratori de tensiune maximă în cazul barei cu ochi sunt:

- zona de schimbare a secțiunii ( trecerea de la secțiunea dreptunghiulară la secțiune curbă);
- zona din dreptul găurii boltului ( zona de tensiune maximă);

Determinarea cât mai apropiată de realitate a stării de tensiuni se poate realiza numai cu ajutorul unui program FEM, pendulul modelându-se printr-o discretizare foarte fină.

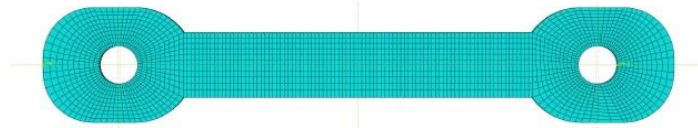


Figura 4.4.1. Discretizare bara cu ochi

Una din dificultățile majore a constat în modelarea condițiilor de margine astfel încât modelul de calcul să fie solicitat cât mai aproape de realitate.

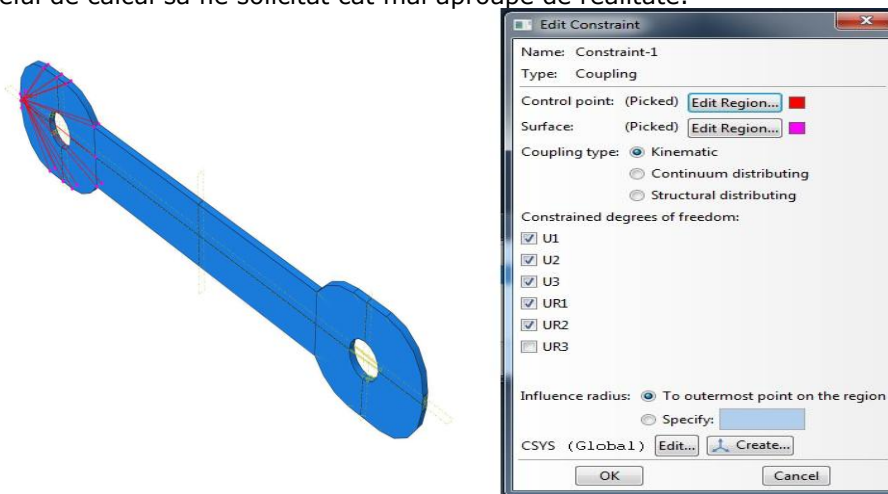


Figura 4.4.2. Condițiile de margine din partea de sus a barei cu ochi

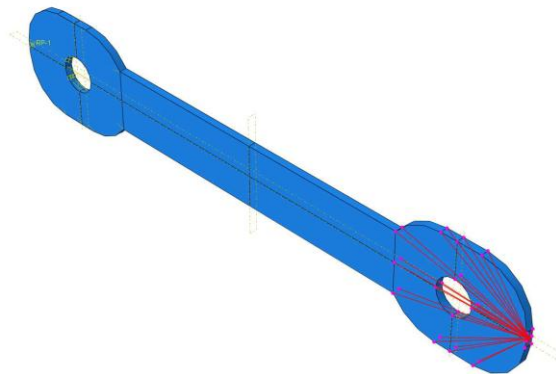


Figura 4.4.3. Condițiile de margine din partea de jos a barei cu ochi



În această situație într-o primă instanță s-a calibrat modelul de calcul, valorile obținute sunt comparate cu rezultatele unor serii de verificări analitice simple din literatura de specialitate.

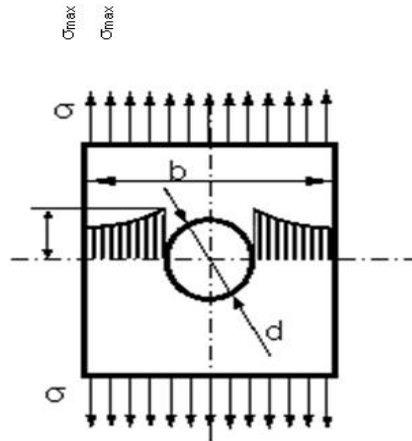


Figura 4.4.4. Concentrator de tensiune

În analiza FEM pe elementul de bară cu ochi se poate observa evoluția tensiunii. Din figura următoare se poate observa distribuția tensiunii la 400 KN în articulația Gerber. Tensiunea este de  $19,1 \text{ N/mm}^2$  și  $f_y$  este de  $235 \text{ N/mm}^2$ . Diferența arată că elementul este încă în funcțiune și nu are încă probleme structurale la această sarcină (400 KN în articulația Gerber adică 100 KN în fiecare bară cu ochi).

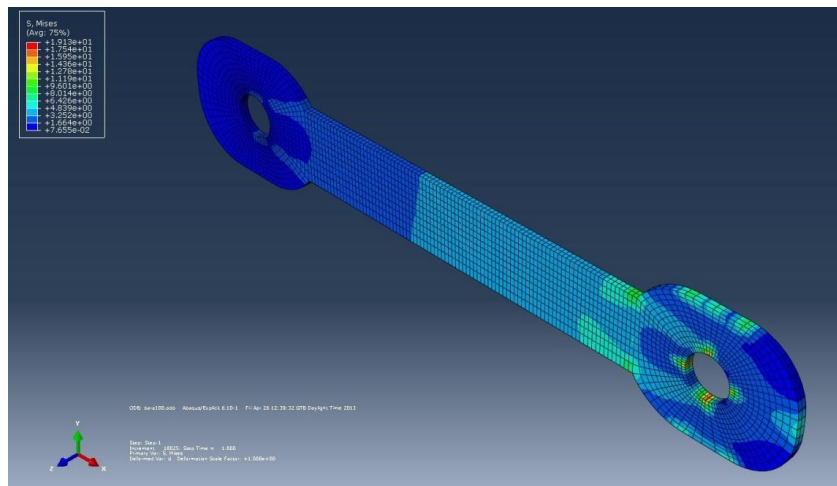


Figura 4.4.5. Distribuția tensiunii la 400 KN în articulația Gerber

În figura de mai jos se poate observa că zona afectată este zona unde apare concentrator de tensiune .

În general, concentrator de tensiune este maxim în jurul valorii din partea laterală a găurii boltului.

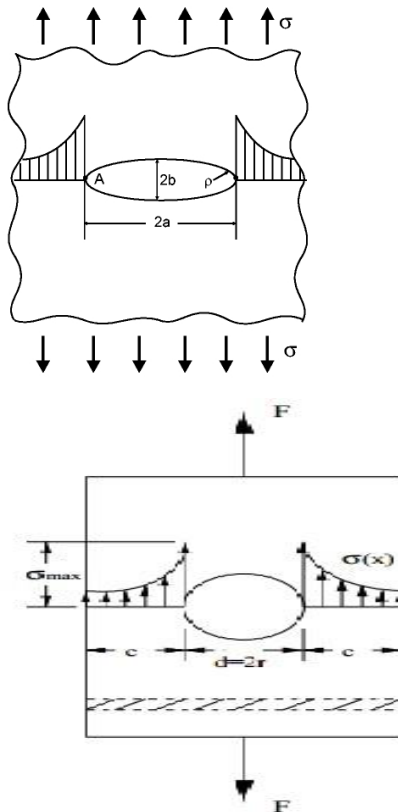


Figura 4.4.6. Formă concentrator de tensiune

Zona de la marginea boltului este zona cea mai afectată, din figura 4.4.5. se poate observa că tensiunea maximă este pe marginile boltului, la tangentă dintre bolt și bara cu ochi.

În general, între bolt și bara cu ochi este o zonă de frecare, care crește distribuția tensiunii. Acest fenomen este posibil deoarece bara cu ochi este un element din structura unui pod și podurile sunt supuse la încărcări dinamice.

Bara cu ochi are o importanță mare în întreaga structură, deoarece preia dilatarea termică a tablierelor, în cazul barei cu ochi de 850 mm este permisă o mică rotire în plan transversal al podului, iar la bara cu ochi de 1240 este permisă o mică rotire în plan transversal cât și o mică deplasare în plan longitudinal al tăblieților.

În cazul nostru, concentratorul de tensiune apare și la schimbarea de forma.

Valoarea maximă a efortului în cazul barei cu ochi neafectate de coroziune este de 258 KN/mm<sup>2</sup> pentru forța de 1350 KN.

Încărcarea de 1350 KN se distribuie pe fiecare bară cu ochi, în mod egal. La încărcarea de 1350 KN efortul depășește 235 N/mm<sup>2</sup>, deci elementul are capacitatea portantă depășită:  $258 > 235$  N/mm<sup>2</sup>

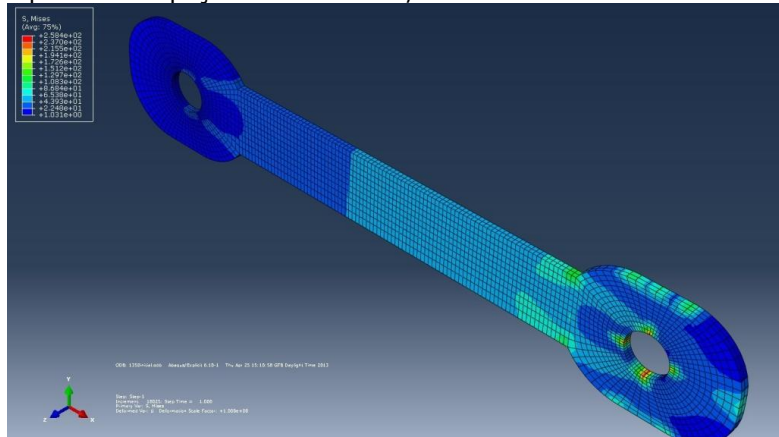


Figura 4.4.7. Efort maxim în bara cu ochi fără coroziune

Pe măsură ce bara cu ochi este afectată de o fisură se poate observa că efortul crește, iar în momentul apariției unei fisuri, efortul înaintează tot mai mult în zona plastică, dar nu atinge ruperea (355 KN/mm<sup>2</sup>). Efortul maxim în cazul apariției unei fisuri la zona de schimbare de secțiune este de 322 KN/mm<sup>2</sup>.

În cazul apariției a două fisuri pe secțiunea barei cu ochi efortul crește mult, aproape dublându-se. S-a considerat apariția celor două fisuri în zone de concentratori maximi de tensiune. Concentratorii maximi de tensiune apar în special în zona de schimbare de secțiune, iar max concentratorilor de tensiune este în dreptul găurii boltului [31], [77].

Efortul maxim în acest caz este de 589 KN/mm<sup>2</sup>, ceea ce indică trecerea elementului de zona de rupere.

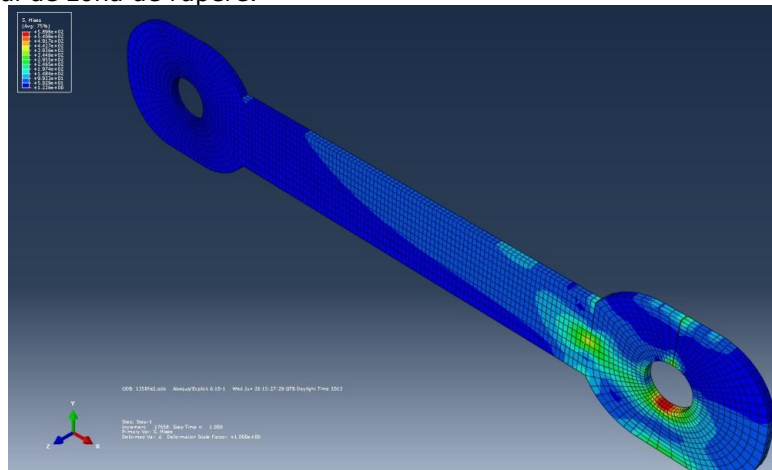


Figura 4.4.8. Efort maxim în bara cu două fisuri

În cazul secțiunii afectate de coroziune se poate observa că eforturile cresc puțin, elementul rămâne totuși în zona plastică.

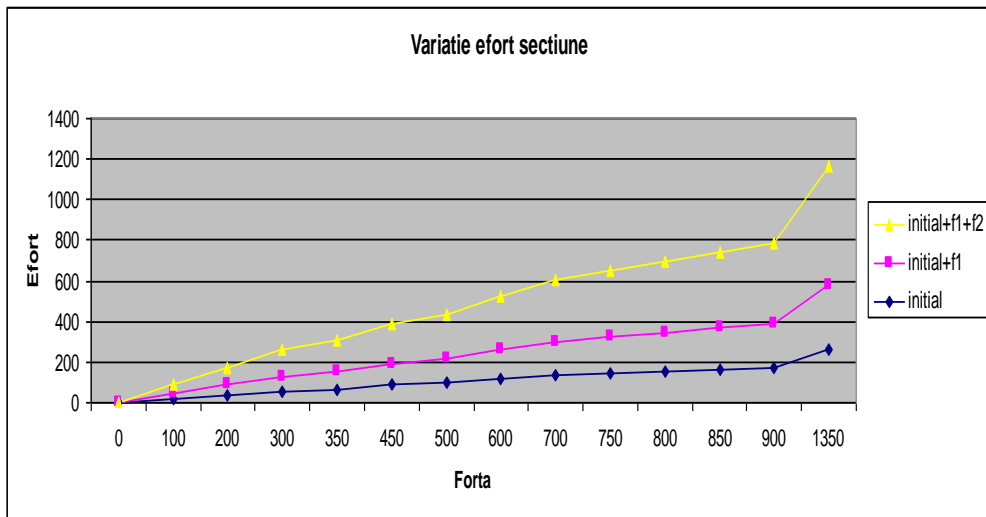


Figura 4.4.9. Variație efort bara cu ochi fără coroziune

În figura de mai jos se poate observa variația eforturilor în cele patru cazurile, sub toate tipurile de încărcări:

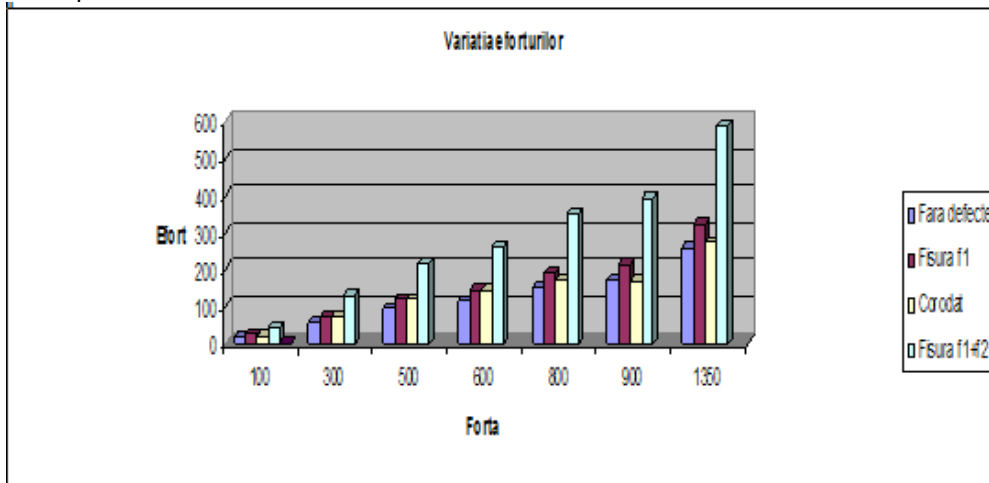


Figura 4.4.10. Variație efort bara cu ochi în cele patru cazuri

În Anexa A sunt rezultatele analizelor celor 4 cazuri pentru fiecare forță în parte, se poate observa efortul maxim pentru fiecare caz în parte.

Din analize se poate observa că micșorând secțiunea cu 0.1 % în cazul coroziunii efortul maxim fiind cu 0.07 % mai mare ca și în cazul fără defecte.

$\Delta F$ [kN]	Fără defecte $\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Fisura f1 $\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Corodat $\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Fisura f1+f2 $\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
100	19.1	24.1	20.3	44.1
200	38.2	48.2	60.9	87.1
300	57.4	71.9	71.1	131
350	66.9	83.9	91.4	154
450	86.1	108	110	196
500	95.6	120	121	218
600	114	144	142	263
700	134	167	152	307
750	143	179	162	328
800	153	191	172	350
850	163	203	183	372
900	173	215	167	394
1350	258	322	275	589

Figura 4.4.11. Variația efortului în bara cu ochi în cele patru cazuri

#### 4.5. Studiu de caz: determinarea duratei de viață rămasă în exploatare în montantul 11-11

Calculul defectului critic se face cu FAD-2, deoarece metoda prezintă o linie de evaluare dată de ecuația unei curbe și de o excludere. Astfel avem :

- dacă punctul de evaluare se află în interiorul ariei limitate de curbă de evaluare atunci defectul este considerat acceptabil;
- dacă defectul este pe curba sau în afara acesteia defectul este considerat inacceptabil;

$$a_{crit} = \frac{K_{Ic}^2}{\pi \cdot Y^2 \sigma_{max}^2}$$

$$a_{crit} = 32 \text{ mm}$$

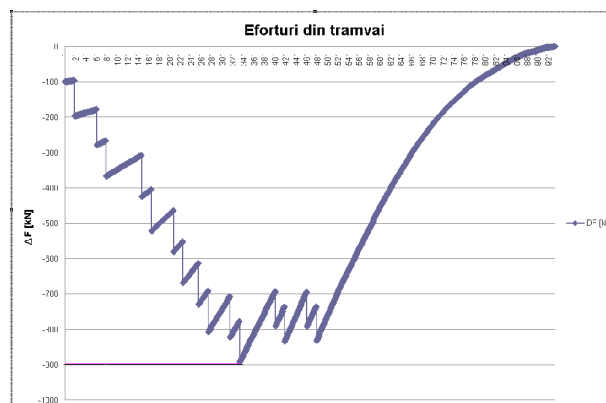


Figura 4.5.1. Variație efort din tramvai(Metoda Picaturii)

Având variația efortului în  $\Delta F$  putem să corelam în  $\Delta\sigma$ , după se fac analize de FEM pe element.

<b>Ds</b> [daN/cm <sup>2</sup> ]	<b>Gerber Montant 11</b>		
		Tram	<b>Total</b>
<b>25</b>		76	76
<b>50</b>		76	76
<b>100</b>		76	76
<b>125</b>		76	76
<b>150</b>		76	76
<b>175</b>		76	76
<b>200</b>		76	76
<b>225</b>		76	76
<b>250</b>		76	76
<b>275</b>		304	304
<b>300</b>		228	228
<b>D<sub>s</sub></b> [daN/cm <sup>2</sup> ] =	<b>250.35</b>	Total/day	<b>1216</b>

<b>DF</b> [kN]	<b>Montant 11</b>		<b>Δσ</b>
	T1	<b>Total</b>	
<b>100</b>	76	<b>76</b>	25
<b>200</b>	76	<b>76</b>	50
<b>300</b>	152	<b>152</b>	100
<b>350</b>	76	<b>76</b>	125
<b>450</b>	76	<b>76</b>	150
<b>500</b>	76	<b>76</b>	175
<b>600</b>	76	<b>76</b>	200
<b>700</b>	76	<b>76</b>	225
<b>800</b>	304	<b>304</b>	250
<b>850</b>	152	<b>152</b>	275
<b>900</b>	76	<b>76</b>	300
<b>Total / day</b>		<b>1216</b>	

Figura 4.5.2. Echivalare ΔF la Δσ; Istoric de solicitare montant

În determinarea duratei de viața rămasă în cazul montantului 11-11 s-au preluat date din literatura de specialitate și s-au făcut analogii cu încercările pe materialul utilizat în acea perioadă; astfel datele sunt următoarele:

- ✓  $J_{crit} = 15 \text{ N/mm}$  (pentru o temperatură de  $-20^\circ\text{C}$ )
- ✓  $m = 3$  și  $C = 3 \times 10^{-12}$
- ✓ S-a întocmit un istoric de solicitare pentru 2 tramvaie, cu un tact de 15 min, în intervalul orar 5:00 – 24:00  $\Rightarrow$  76 perechi /zi în Tandem pe pod.

24-5=19 h  $\Rightarrow$   $19 \times 60 / 15 = 76$  perechi

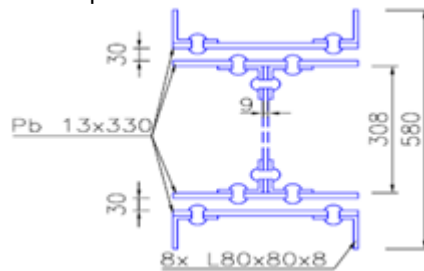


Figura 4.5.3. Secțiune montant 1-1

După procesarea datelor rezultă următorul istoric de solicitări.

#### TIME - STRESS HISTORY - Montant 11

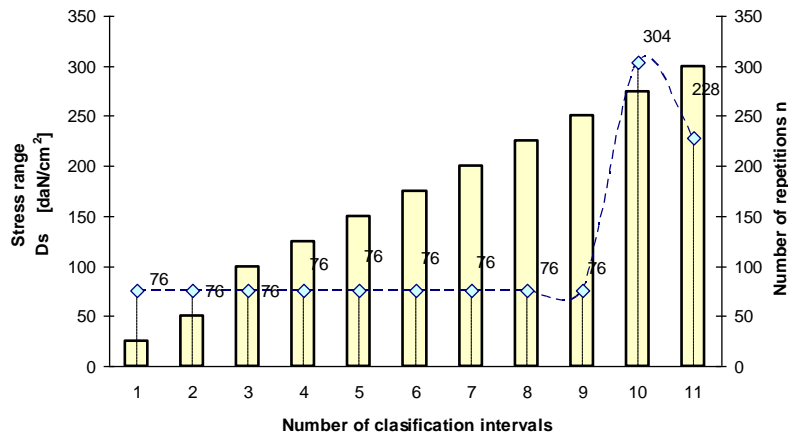


Figura 4.5.4. Istoric de solicitare pe număr de intervale

→ Începutul fisuri 2 mm  $\Rightarrow$  11,48 ani durata de viața rămasă în siguranța în exploatare pentru fisura declarată inițială;

→ Începutul fisuri 10 mm  $\Rightarrow$  3,51 ani durata de viața rămasă în siguranță în exploatare pentru fisură declarată inițială;

#### 4.6. Studiu de caz: determinarea duratei de viață rămasă în exploatare în bara cu ochi

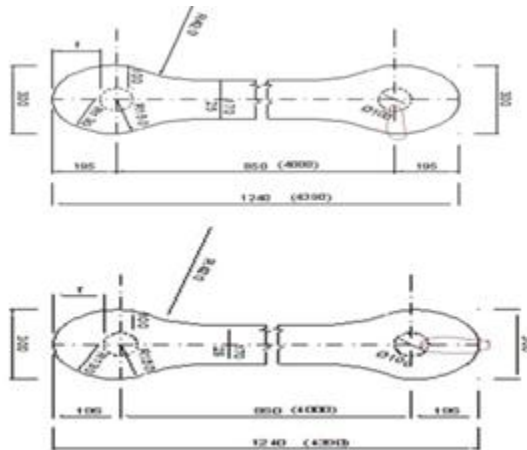


Figura 4.6.1. Bara cu ochi în dreptul boltului cu cele 2 fisuri definite inițial( f1 si f2)

Se definesc două fisuri pe bara cu ochi pentru a se studia durata de viață rămasă a elementului:

- fisura este perpendiculară axul mare al barei cu ochi (f1);
- fisura este în direcția axului mare al barei cu ochi(f2)

La ambele cazuri avem câte 3 dimensiuni ale fisurii inițiale și anume:

**-f1 cu 2 , 5 respectiv 10mm fisura initiala;**

**-f2 cu 2 , 5 respectiv 10mm fisura initiala;**

Analiza se face cu programul "Life prediction" care are la bază norma BS 7910:1999, după determinarea istoricului de solicitare (Metodei Picăturii) și prin analiza în detaliu pe elementul respectiv al efortului(sigma maxim).



**4.6.1 Determinarea duratei de viață rămasă în exploatare în bara cu ochi în cazul fisurii f1**

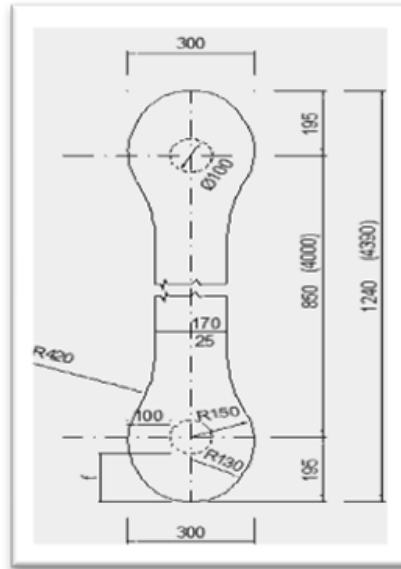


Figura 4.6.1.1. Bara cu ochi

DF [kN]	Gerber hinge - fisura1		$\Delta\sigma$
	T1	Total	
100	76	<b>76</b>	100
200	76	<b>76</b>	200
300	152	<b>152</b>	250
350	76	<b>76</b>	350
450	76	<b>76</b>	400
500	76	<b>76</b>	450
600	76	<b>76</b>	550
700	76	<b>76</b>	600
800	304	<b>304</b>	750
850	152	<b>152</b>	775
900	76	<b>76</b>	800
<b>Total / day</b>		<b>1216</b>	

Figura 4.6.1.2. Echivalare  $\Delta F$  la  $\Delta\sigma$  în dreptul fisurii f1

<b>Ds</b> [daN/cm <sup>2</sup> ]	<b>Gerber Hinge fisura f1</b>		
		Tram	<b>Total</b>
<b>100</b>		76	76
<b>200</b>		76	76
<b>250</b>		152	152
<b>350</b>		76	76
<b>400</b>		76	76
<b>450</b>		76	76
<b>550</b>		76	76
<b>600</b>		152	152
<b>750</b>		304	304
<b>775</b>		152	152
<b>800</b>		76	76
<b>Ds<sub>e</sub> [daN/cm<sup>2</sup>] = 664.83 Total/day</b>			<b>1216</b>

Figura 4.6.1.3. Istoric de solicitare în dreptul fisurii f1

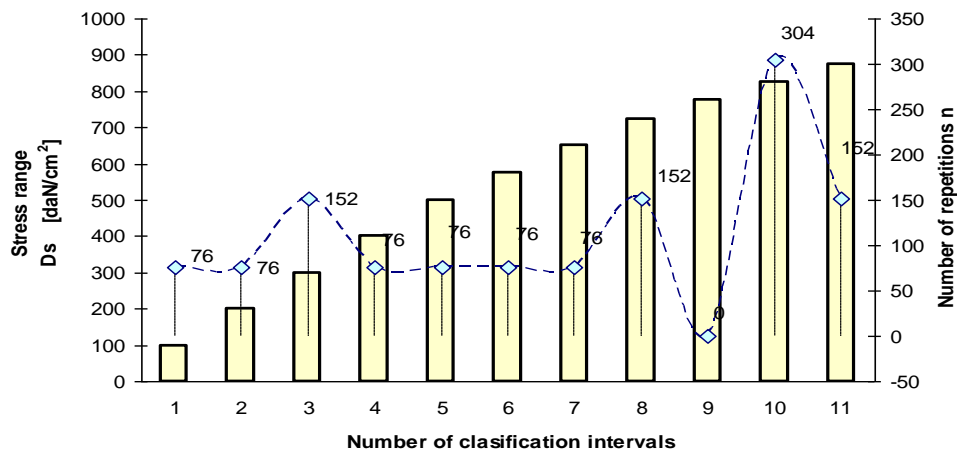
**TIME - STRESS HISTORY - Gerber Hinge**

Figura 4.6.1.4. Istoricul de solicitare în trepte în dreptul fisurii f1

**Caz 1 fisura f1**

- ✓ J<sub>crit</sub> = 15 N/mm (pentru o temperatură de -20°C)
- ✓ m = 3 și C = 3 x 10<sup>-12</sup>
- ✓ istoric de solicitare pe pod

$$a_0 = 2 \text{ mm}$$

$$a_{crit} = 32 \text{ mm}$$

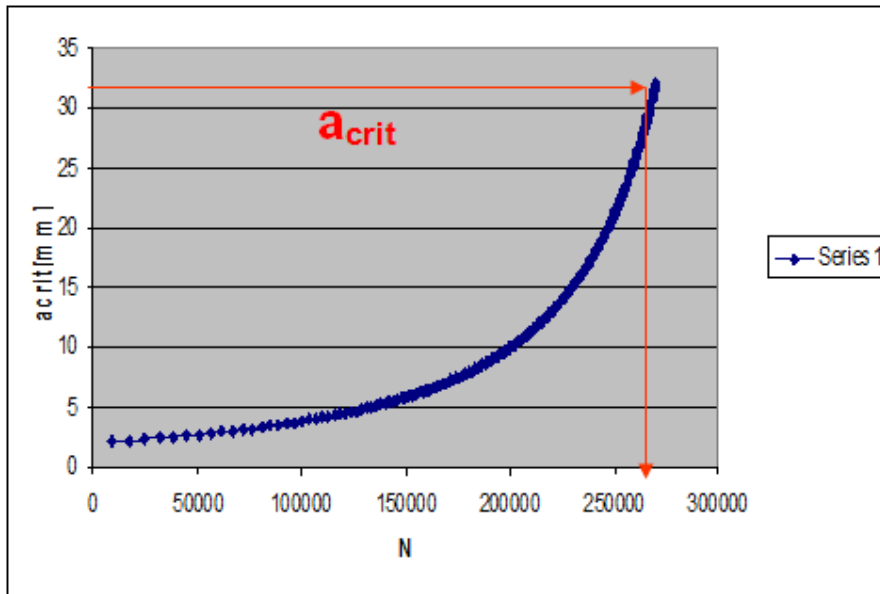


Figura 4.6.1.5. Viteza de propagare a fisurii în cazul  $a_0=2\text{mm}$

$$N=269810 \text{ cicluri} \quad \frac{269810}{1216}=0.607 \text{ ani} \rightarrow 222 \text{ zile durata de viața rămasă în}$$

siguranță în exploatare pentru fisura declarată inițială  
b) fisura inițială 5 mm

$$a_0 = 5 \text{ mm}$$

$$a_{crit} = 32 \text{ mm}$$

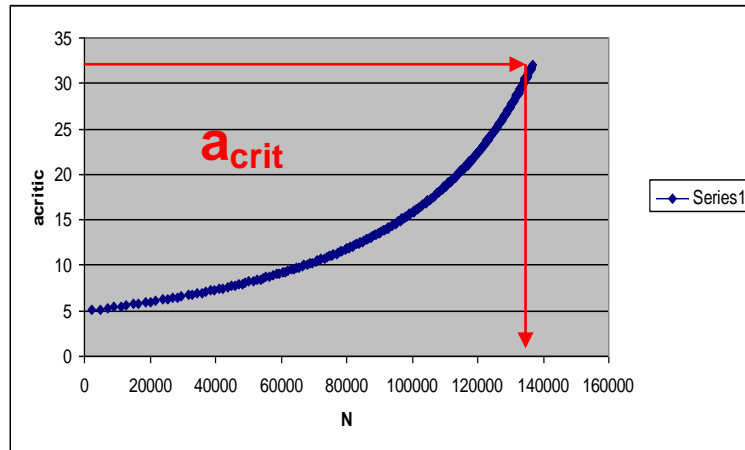


Figura 4.6.1.6. Numarul de cicluri și fisura critică pentru fisura inițială de 5 mm

$$N=136655 \text{ cicluri} \quad \frac{136655}{1216} = 0.307 \text{ ani} \rightarrow 113 \text{ zile}$$

- durata de viața rămasă în siguranță în exploatare pentru fisura declarată inițială

c) fisura inițială 10 mm

$$a_0 = 10 \text{ mm}$$

$$a_{crit} = 32 \text{ mm}$$

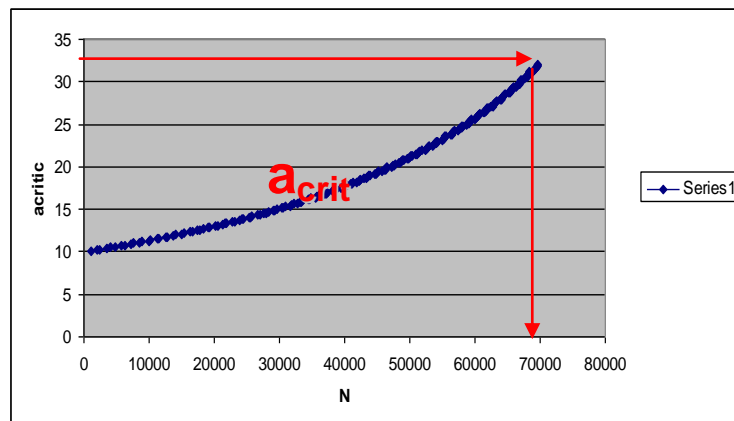


Figura 4.6.1.7. Numărul de cicluri și fisura critică pentru fisura inițială de 10 mm

$$N=69610 \text{ cicluri} \quad \frac{69610}{1216} = 0.16 \text{ ani} \rightarrow 58 \text{ zile}$$

- durata de viața rămasă în siguranță în exploatare pentru fisura declarată inițială

#### 4.6.2 Determinarea duratei de viață rămasă în exploatare în bara cu ochi în cazul fisurii f2

Fisura f2 este în direcția axului mare al barei cu ochi

DF [kN]	Gerber hinge - fisura2		$\Delta\sigma$
	T1	Total	
100	76	76	85
200	76	76	100
300	152	152	145
350	76	76	290
450	76	76	375
500	76	76	415
600	76	76	500
700	76	76	585
800	304	304	665
850	152	152	710
900	76	76	750
<b>Total / day</b>		<b>1216</b>	

Figura 4.6.1.8. Echivalare  $\Delta F$  la  $\Delta\sigma$  în dreptul fisurii f2

Ds [daN/cm <sup>2</sup> ]	Gerber Hinge fisura-f2		
		Tram	Total
85		76	76
100		76	76
145		152	152
290		76	76
375		76	76
415		76	76
500		76	76
585		152	152
665		304	304
710		152	152
750		76	76
<b>Ds<sub>e</sub> [daN/cm<sup>2</sup>] =</b>	<b>606.09</b>	Total/day	<b>1216</b>

Figura 4.6.1.9. Istoric de solicitare în dreptul fisurii f2

**TIME - STRESS HISTORY - Gerber Hinge**

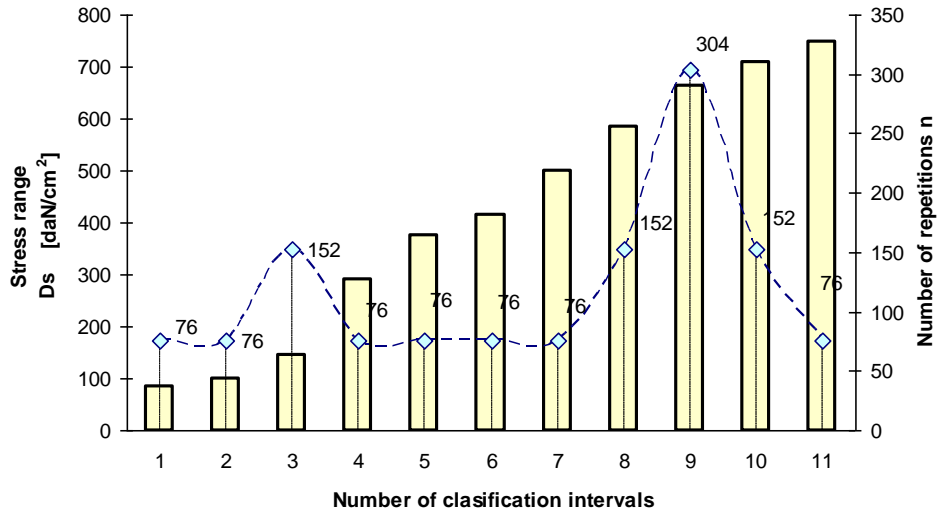


Figura 4.6.1.10. Istoric de solicitare în trepte în dreptul fisurii f2

a) fisura inițială 2 mm

$$a_0 = 2 \text{ mm}$$

$$a_{crit} = 32 \text{ mm}$$

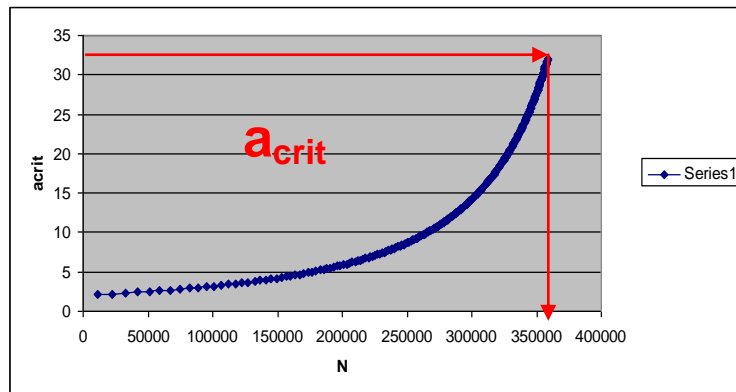


Figura 4.6.1.11. Numărul de cicluri și fisura critică pentru fisura inițială de 2 mm

$$N=358720 \text{ cicluri} \quad \frac{358720}{1216} = 0.84 \text{ ani} \rightarrow 305 \text{ zile}$$

-durata de viață rămasă în siguranță în exploatare pentru fisura declarată inițială  
 b) fisura inițială 5 mm

$$a_0 = 5 \text{ mm}$$

$$a_{crit} = 32 \text{ mm}$$

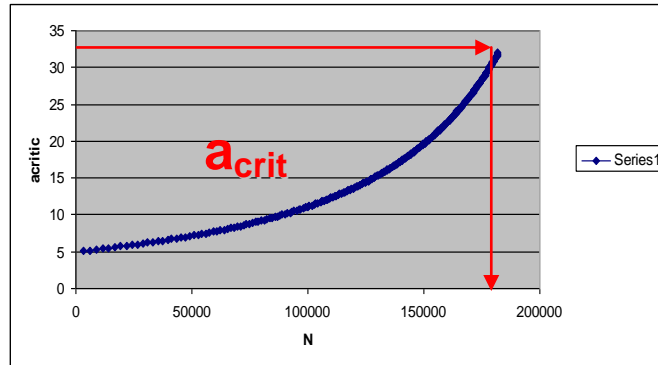


Figura 4.6.1.12. Numărul de cicluri și fisura critică pentru fisura inițială de 5 mm

$$N=182005 \text{ cicluri} \quad \frac{182005}{1216} = 0.42 \text{ ani} \rightarrow 150 \text{ zile} \quad \text{-durata de viața rămasă în}$$

siguranță în exploatare pentru fisura declarată inițială

c) fisura inițială 10 mm

$$a_0 = 10 \text{ mm}$$

$$a_{crit} = 32 \text{ mm}$$

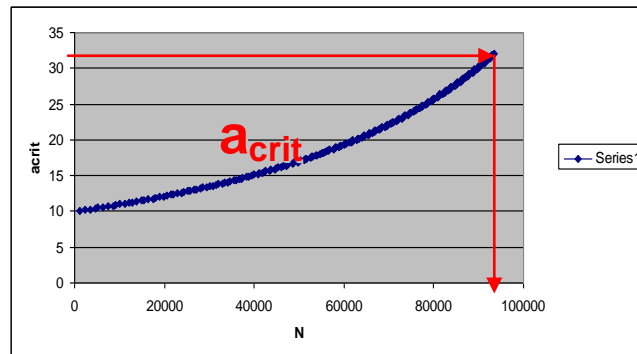


Figura 4.6.1.13. Numărul de cicluri și fisura critică pentru fisura inițială de 10 mm

$$N=93450 \text{ cicluri} \quad \frac{93450}{1216} = 0.21 \text{ ani} \rightarrow 77 \text{ zile} \quad \text{-durata de viața rămasă în}$$

în

exploatare pentru fisura declarată inițială

Bara cu ochi din articulația Gerber a fost consolidată doar în cazul dimensiunii de 850 mm, la pendulul mic, din următoarea poza se poate observa că elementul s-a consolidat prin intermediul unui jug/cadru.

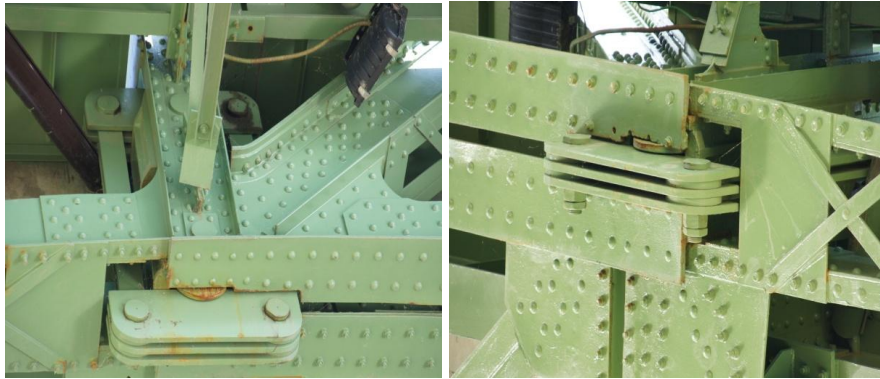


Figura 4.6.1.14. Sistemul de consolidare folosit la pendulul mic.

La pendulul mare unde bara cu ochi are dimensiunea de 1240 mm nu s-a putut aplica același sistem, deoarece cadrul trebuia scos prin trotuar, astfel că pendulul mare doar s-a curățat și revopsit.



Figura 4.6.1.15. Consolidare pendulul mare

Concluzii:

1. *Avantajele podurilor cu console și articulații: reducerea momentelor pe reazeme, forma estetică foarte bună, nu apar tasări, comportare bună la dilatare termică;*



2. *Dezavantajele ale podurilor cu console și articulații: sisteme de conectare speciale pentru a reduce posibilitatea cedării structurii, rigiditatea redusă, flexibilitate mare, în caz de mișcare seismică mare probabilitate mare de cedare, rezerve reduse ale structurii.*
1. *Analiza pe bara cu ochi arată valori mari ale tensiunilor, având valoarea maximă de  $238 \text{ N/mm}^2$ , care este mai mare decât limita de curgere a materialului de bază. De asemenea este necesar o verificare non-distructivă pentru a observa fisurile.*
2. *Generarea unor fisuri mici (de 2mm) arată ca timpul de exploatare rămas pentru bara cu ochi este destul de redus, sub 1 an, astfel ținând cont de normele în vigoare, elementul are probabilitate foarte mare să cedeze.*
3. *O evaluare corectă a podurilor existente înseamnă o metodologie uniformă, inclusiv metoda de cumulare a vătămarilor cât și conceptele mecanici ruperii.*
4. *sistematizarea informației din literatura de specialitate privind mecanica ruperii și aplicațiile ei practice la bara cu ochi;*
5. *realizarea unei sinteze privind articulația Gerber, grinzile Gerber, comportarea barei cu ochi în timp; evidențierea importanței elementului în structură;*
6. *realizarea unui studiu de "life prediction" pe elementul "bara cu ochi" în determinarea timpului de viață rămas în cazul apariției unei fisuri pe element.*

## 5. METODE DE REABILITARE A PODURILOR PE CONSOLE SI ARTICULAȚII

### 5.1. Starea tehnică a podurilor din România

În urma verificării a 6.023 poduri rutiere, 963 au fost identificate cu deficiențe majore.

Dintre deficiențele cu grad mare de repetabilitate menționăm:

- suprastructuri care prezintă segregări, exfolieri, coroziuni ale betonului și/sau ale elementelor metalice, fisuri, armături aparente corodate și care netratate în regim de urgență pot evolua devenind cauze ale apariției fenomenului de colaps;
- aparate de reazem care din cauza lipsei de întreținere curentă funcționează greoi sau sunt blocate;
- infrastructuri la care s-au identificat afuieri, fisuri, crăpături ca urmare a tasărilor inegale cauzate și de lipsa amenajării albiei în zona podului și în aval și amonte de acesta;
- albiei la care nu s-au executat lucrări de regularizare și de întreținere (decolmatări, defrișări de vegetație etc.) fapt care a condus la obturări ale secțiunii albiei, colmatarea albiilor, adânciri ale talvegului;
- căi ale podului cu denivelări, gropi, fisuri, crăpături, cu guri de scurgere neetanșe, colmatate și neprelungite până la intradosul suprastructurii și cu hidroizolații îmbătrânite care nu asigură etanșeitaea, cu rosturi lipsă sau deteriorate care conduc de asemenea la infiltrații, parapetei deteriorați sau care lipsesc.

În ceea ce privește starea tehnică a podurilor existente pe rețeaua de căi ferate din România, au fost verificate 2797, din care 1271 au durata de viață depășită. 40% din podurile verificate au fost identificate cu o serie de degradări, care netratate în regim de urgență pot evolua ducând la înrăutățirea stării tehnice a podurilor.

Principalele deficiențe constatate au fost:

- degradări constatate la suprastructură: tabliere metalice corodate, grinzi cu zăbrele necurățate la nodurile de la talpa inferioară, protecție anticorozivă degradată, fisuri ale grinzilor principale, beton degradat în grinzile principale, cu armături vizibile și corodate, lipsă platelaje/dulapi pe trotuare, traverse uzate și crăpate, fugite de la poză, nituri slăbite;
- degradări constatate la aparatele de reazem ale podurilor: aparate de reazem ruginite și neunse, prăfuite, înclinate;

- defecte constatate la infrastructura podurilor: afuieri, fisuri-crăpături în urma tasărilor inegale în culei și aripi sau sferturi de con;
- degradări ale albiei: în ultimii ani nu s-au executat lucrări de regularizare și de întreținere a albiei (decolmatări, defrișări de vegetație) fapt ce a condus la obturări ale secțiunii albiei, adânciri ale talvegului, deteriorări, dislocări, distrugerii ale aparărilor de maluri, imposibilitatea accesului sub pod din cauza abundenței vegetației.

### Necesitatea menținerii în exploatare a podurilor metalice vechi de șosea

Dintr-un total de 3192 poduri existente în rețeaua de drumuri naționale, doar 3% din numărul total (respectiv 83 de poduri) sunt metalice. Mare parte din aceste poduri metalice sunt construite la începutul secolului XX, având o valoare istorică și artistică deosebită unele fiind adevărate monumente ale tehnicii construcțiilor. Aspectul lor este deosebit, integrându-se armonios în peisaj. La ora actuală tendința pe plan internațional constă în a menține în exploatare, în condiții de siguranță, a structurilor existente. În acest scop sunt necesare informații despre durata de viață și istoricul privind solicitarea podului în cauză.

În partea vestică a țării există și la ora actuală un număr mare de poduri de șosea construite la sfârșitul secolului XIX și începutul secolului XX, poduri cu un aspect estetic deosebit surprinzând prin eleganță și zveltețe. Structurile încă rezistă în condiții bune, cu toate că mentenanța este în multe cazuri deficitară înregistrându-se numeroase defecte, loviri, elemente rupte, degradate și corodate unele dintre ele caracterizându-se prin lipsa totală a oricărei documentații. Un număr mare de poduri sunt amplasate în orașe fiind emblematice pentru zona respectivă. Odată reabilite pot fi, deasemenea, integrate în patrimoniul orașului.



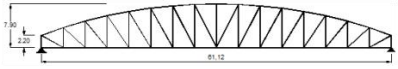

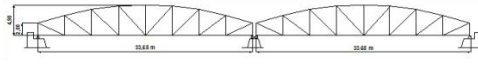

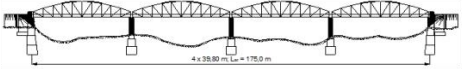

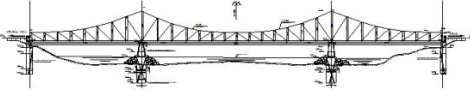

Nr.	Position of the bridge	Statical scheme	Year of construction	Photo
1.	Mihăileni		1895	
2.	Bocsig		1902	
3.	Lugoj		1905	
4.	Săvârșin		1897	
5.	Arad		1910	

Figura 5.1.1. Poduri metalice de șosea semnificative din vestul țării

## 5.2. Metode de reabilitare

Reabilitarea se face prin compensare de capacitate portantă a elementelor structurale și a prinderilor acestora ca urmare a degradărilor apărute, cum ar fi coroziune excesivă, fisuri, deformații locale, etc. Deasemenea înțelegem reabilitare prin modificarea structurii pentru a corespunde cerințelor actuale de rezistență, de gabarit, adică odată cu trecerea tipului încărcărilor au crescut și convoiurile s-au modificat astfel că o structură proiectată acum 100 de ani trebuie consolidată/reabilitată pentru a face față noilor convoiuri.

Reabilitarea podurilor se face prin două metode:

- reabilitare/consolidare directă
- reabilitare/consolidare indirectă

### 5.2.1. Consolidarea directă

Reabilitarea directă constând în adăgarea unor piese noi pe lângă cele vechi nituite. Astfel se obține o capacitate portantă mai mare.

În general pentru tăblierele vechi piesele noi nu se sudează numai în cazuri excepționale.

În majoritatea cazurilor materialul nou folosit este solicitat exclusiv la sarcina din convoi. Eforturile unitare care apar în secțiune consolidată sunt următoarele [50] :

$$\text{-bare întinse} \quad \sigma = \frac{N_g + \psi N_p}{A + A_c} \leq \sigma_a \quad (\text{arii nete}) \quad (1)$$

$$\text{-bare comprimate} \quad \sigma = \frac{N_g + \psi N_p}{\varphi(A + A_c)} \leq \sigma_a \quad (\text{arii brute}) \quad (2)$$

Relația (1) se poate interpreta în modul următor:

$$\sigma_{\text{vechi}} = \sigma_g + \sigma_p \left( \frac{A}{A + A_c} \right)$$

$$\sigma_{\text{nou}} = \sigma_p \left( \frac{A_c}{A + A_c} \right)$$

Unde:

$\sigma_{\text{vechi}}$  Efort preluat de piesele vechi

$\sigma_{\text{nou}}$  Efort preluat de piesele noi

$$\frac{A}{A+A_c} = \frac{1}{1+\frac{A_c}{A}} = \frac{1}{1+n}$$

$$\frac{A_c}{A+A_c} = \frac{1}{1+\frac{A}{A_c}} = \frac{1}{1+\frac{1}{n}}$$

$$\frac{A_c}{A} = \frac{1}{\frac{1}{n} + 1} = \frac{1}{\frac{1+n}{n}} = \frac{n}{1+n}$$

$$\frac{\sigma_{nou}}{\sigma_{vechi}} = \frac{\sigma_p \left( \frac{1}{1+n} \right)}{\sigma_g + \sigma_p \left( \frac{1}{1+n} \right)}$$

$$\frac{1}{1+n} = \frac{n}{m + \frac{1}{1+n}} = \frac{n}{\frac{m}{1} + 1} = \frac{n}{m(1+n) + 1}$$

Se consideră  $n=0.5$  și  $m=0.2$  (50% consolidare), astfel că rezultă:

$$\frac{\sigma_{nou}}{\sigma_{vechi}} = 0.285$$

Cu alte cuvinte deși s-a introdus 50% material nou față de secțiunea inițială, materialul nou nu va prelua numai 28,5% din efortul pe care-l preia materialul vechi.

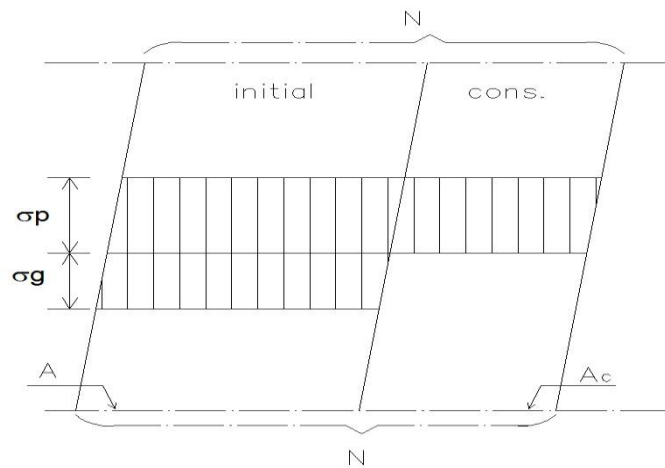


Figura 5.2.1.1. Eforturi în secțiune inițială și consolidată

Consolidarea directă a tăblierelor vechi are dezavantajul necesității demontării niturilor existente, a găurilor prin copiere a materielului adițional și a montării de

nituri noi, ceea ce conduce la închideri mari de circulație, uneori pe perioade lungi de timp. Din acest motiv soluțiile de consolidare indirectă sunt mult mai operationale, chiar dacă necesită o cantitate de oțel mai mare.

### **5.2.2. Consolidarea indirectă**

Materialul introdus suplimentar prin piese structurale independente, conlucreaza cu structura existentă în ansamblul său pe structuri și devine operant în special pentru sarcini mobile. Modul cum se pot amplasa aceste elemente sau subansamble este foarte variat și aceasta caracterizează tipul de consolidare. Reabilitarea indirectă se face de obicei la elementele încovoiate prin introducerea unui tirant pretensionat la tălpile întinse. Pretensionarea tiranților la capacitatea secțiunii acestora generează un moment de semn opus momentului din greutatea permanente și convoi și anulează astfel o parte din acestea [87].

#### ***Calculul consolidării cu tirant simplu***

Tirantul care se introduce în sistemul tablierului poate fi:

- simplu- --> fără efort inițial;
- pretensionat-→ cu efort inițial de întindere

Tirantul pretensionat are o eficiență mai amre deoarece el poate reduce o parte sau chiar în întregime eforturile unitare provenite din încărcările permanente. În cazul tăblierelor metalice greutatea permanentă are în general o pondere redusă în valoarea eforturilor unitare, astfel încât pretensionarea tirantului, care creează unele complicații la montaj, nu se justifică.

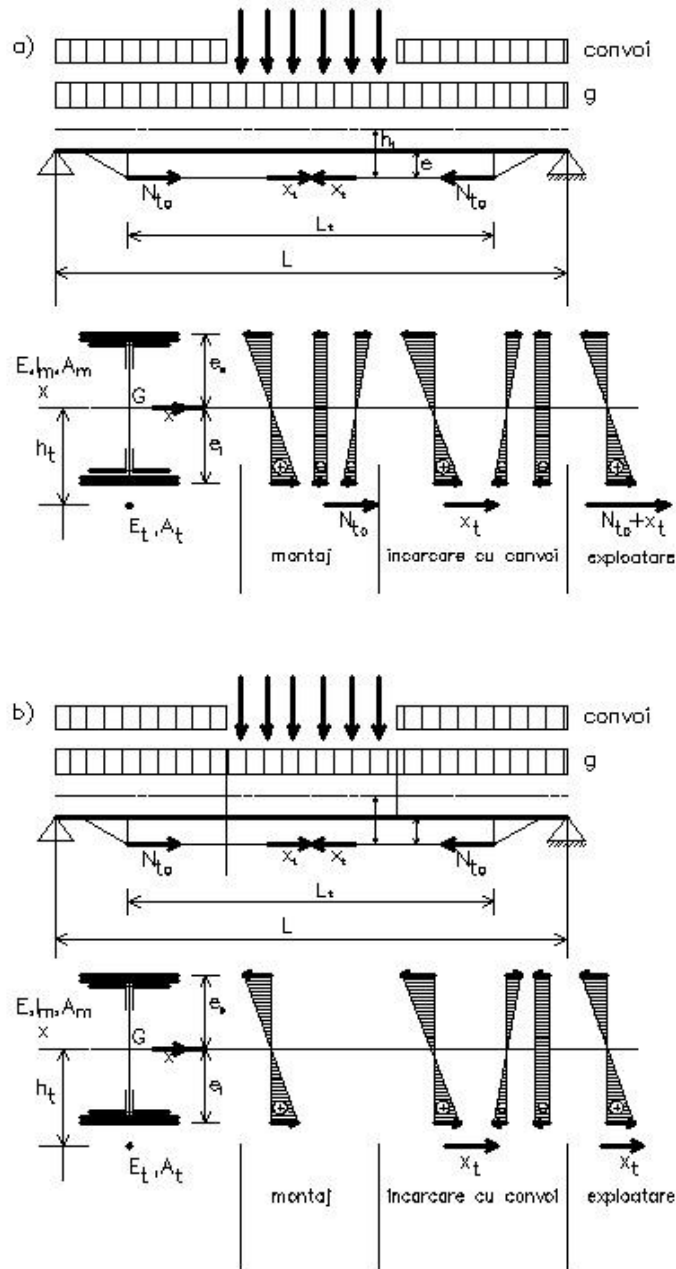


Figura 5.2.2.1. Consolidarea cu tirant simplu

Tirantul simplu este cel mai des folosit, el se adaugă grinzii și devine activ numai la acțiunea convoiului de sarcini mobile, care are poderea cea mai mare în valoarea eforturilor unitare care apar în element. Sub influența acestor sarcini în

tirant apare o forță axială de întindere ( $N_t$ ), care este constantă în punctele de prindere a tirantului la talpa grinzii.

Influența tirantului poate fi înlocuită printr-o forță excentrică de compresiune care are punctul de acțiune în centrul de greutate al secțiunii tirantului și din care rezultă în grindă o forță de compresiune axială  $N=N_t$  și un moment încovoietor  $M_t=h*N_t$ .

Sistemul rezultată este static nedeterminat și rezolvarea lui se face prin metodele cunoscute din statica construcțiilor. Se observă din figura următoare.

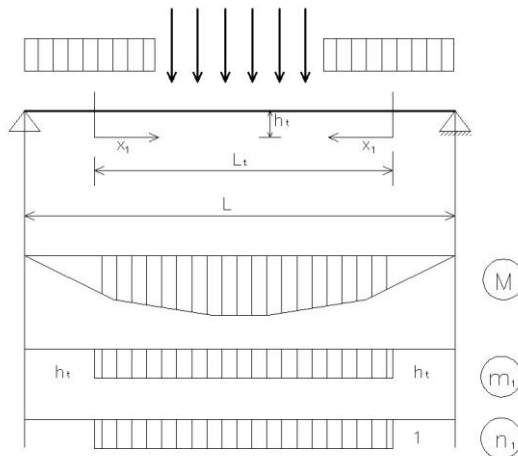


Figura 5.2.2.2. Sistem static nedeterminat

Se introduc următorii parametri adimensionali:

$$a \text{ -asimetria secțiunii} \quad a = \frac{h_i}{h_s} = \frac{W_s}{W_i} \quad (3)$$

$$\lambda \text{ -sveltetea inimii} \quad \lambda = \frac{h_i}{t_i} \quad (4)$$

$$k \text{ -factor de pondere a inimii} \quad k = \frac{A_i}{A} \quad (5)$$

caracteristicile geometrice ale secțiunii grinzii se pot exprima, folosind egalitatea  $h_i=h$  datorită grosimilor mici a tălpilor în raport cu înălțimea grinzii, rezultând relațiile:

$$h = \sqrt{k * \lambda * A} \quad (6)$$

$$h = \frac{\sqrt{k * \lambda * A}}{a+1} \quad (7)$$

$$h_i = \frac{a\sqrt{k * \lambda * A}}{a+1} \quad (8)$$



$$I = \frac{k * \lambda * A^2}{6} * \frac{6a - k(a+1)^2}{(a+1)^2} \quad (9)$$

$$W_s = \frac{6a - k(a+1)^2}{6(a+1)^2} \sqrt{k\lambda A^3} \quad \text{Si} \quad W_s = \frac{6a - k(a+1)^2}{6a(a+1)^2} \sqrt{k\lambda A^3} \quad (10)$$

Pentru secțiunile dublu T simetrice, relațiile de la 6-10 se particularizează, a = 1, astfel rezultând:

$$h = \sqrt{k * \lambda * A} \quad (1)$$

$$h_s = h_i = \frac{\sqrt{k * \lambda * A}}{2}$$

(2.a)

$$I = \frac{k\lambda A^2}{12} (3 - 2k)$$

(9.a)

$$W_s = W_s = \frac{3 - 2k}{6} \sqrt{k\lambda A^3}$$

(10.a)

Efortul  $X_t$  din tirant depinde de schema statică a grinzii, de poziția și de mărimea încărcărilor verticale  $P_i$ . Valoarea se determină din impunerea ecuației de condiție a sistemului static nedeterminat:

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1P} = \Delta_t \quad (11)$$

În care:

$$\delta_{11} = \int_0^{l_t} \frac{m_1^2}{EI} dx + \int_0^{l_t} \frac{n_1^2}{EA} dx = \left( \frac{h_t^2}{EI} + \frac{1}{EA} \right) l_t \quad (12)$$

$$\Delta_{1P} = \int_0^{l_t} \frac{m_1 M_{(x)}}{EI} dx = - \frac{h_t}{EI} \Omega \quad (13)$$

$$\Delta_t = - \frac{X_1 l_t}{E_t A_t} \quad (14)$$

$\Omega$  Fiind aria diagramei de moment încovoietor din încărcarea din convoi, iar  $E_t A_t$  este rigiditatea secțiunii tirantului la îndindere.

Din relațiile de mai sus rezultă **efortul de autotensionare** a tirantului din convoi:

$$X_i = \frac{\frac{h_t}{EI} \Omega}{\frac{h_t^2}{EI} l_t + \frac{1}{EA} l_t + \frac{1}{E_t A_t} l_t} \quad (15)$$

Se notează:

$$D = \frac{\Omega}{M(x)l_t} \quad (16)$$

$$r = \frac{R_c}{\frac{R_t}{S_i} R_i} \quad (17)$$

sunt rezistențele materialului în fibra superioară respectiv fibra inferioară.

$$\zeta = \frac{ER_t}{E_t R_t} \quad (18)$$

Astfel rezulta:

$$X_i = \frac{2Dar(1+r)(ar-1)R_i}{(a+1)((ar-1)(3+2r) + \zeta(3+2r-ar))} A \quad (19)$$

Pentru cazul cel mai frecvent întâlnit în care secțiunea grinzii este simetrică și omogemă (a și r fiind 1) și tirantul același material ca și grindă, relația efortului de autotensionare devine:

$$X_i = \frac{\Psi M_{Pm}}{h_t + \frac{I_m}{h_t} \left( \frac{1}{A_m} + \frac{1}{A_t} \right)} \quad (20)$$

sunt mediile ponderate pe lungimea a tirantului, ale momentului încovoietor dat de convoi ( $M_{\max \max}$ ), ale momentului de inerție brut și ale secțiunii brute a grinzii.

După consolidare, eforturile devin:

$$\text{- talpa superioară} \quad \sigma_s = -\sigma_{gs} - \Psi \sigma_{ps} - \frac{X_t}{A} + \frac{X_t h_t}{W_s} \leq \sigma_a \quad (21)$$

$$\text{- talpa inferioară} \quad \sigma_i = -\sigma_{gi} - \Psi \sigma_{pi} - \frac{X_t}{A} + \frac{X_t h_t}{W_i} \leq \sigma_a \quad (22)$$

Unde:

$$\sigma_{gs} \quad \sigma_{gi}$$

și

sunt eforturile unitare produse de sarcinile permanente în fibrele extreme ale talpilor, în secțiunea considerată a grinzii inițiale;

$\sigma_{ps}$  și  $\sigma_{pi}$  sunt eforturi unitare produse de convoi în fibrele extreme ale tălpilor, în secțiunea considerată inițială;

A secțiunea brută a grinzii inițiale;

$W_s$  și  $W_i$

sunt modulele de rezistență nete pentru fibra extremă superioară, respectiv inferioară, în secțiunea inițială;

Se pune condiția ca, după consolidare, sub influența forței  $X_t$  de autotensionare din tirant, eforturile unitare atât în fibra extremă comprimată cât și în cea întinsă, să nu depășească efortul unitar admisibil:

$$\text{-fibra superioară} \quad X_s = \frac{\sigma_{gs} + \Psi \sigma_{ps} - \sigma_a}{\frac{h_t}{W_s} - \frac{1}{A_m}} \quad (23)$$

$$\text{-fibra inferioară} \quad X_i = \frac{\sigma_{gi} + \Psi \sigma_{pi} - \sigma_a}{\frac{h_t}{W_i} - \frac{1}{A_m}} \quad (24)$$

$$\text{Astfel că rezultă mai departe:} \quad (25)$$

Problema consolidării cu tirant la tapla întinsă a grinzilor cu inima plină are două necunoscute:

-ht distanța de la axa neutră a grinzii până la axa tirantului

-At secțiune tirantului

Nedeterminarea matematică se rezolvă prin impunerea distanței ht, ținând cont de detaliile constructive, după care se determină secțiunea tirantului, iar apoi forța de autotensionare din tirant și se verifică efortul din tirant cu relația:

$$\sigma_1 = \frac{X_t}{A_{t,net}} \leq \sigma_{at} \quad (26)$$

### 5.3. Metode de remediere a fisurilor din elemente

Măsurile care se iau când se depistează unele fisuri depind de:

- elementul de pod care este fisurat;
- mărimea fisurii și gradul de afectare a capacității portante a elementului respectiv;
- mărimea traficului existent pe tronsonul de linie pe care se afla podul;

Dacă se depistează fisuri la grinzile căii( lonjeron, antretoză. Grinda principală) atunci se poate recurge la una din următoarele metode (depinde de lungimea fisurii apărute):

**a) Fisura cu lungimea mai mică de 30 mm**

În acest caz se face o gaură cu  $\Phi$  14 mm la capătul fisurii pentru a opri propagarea ei, apoi gaura se va aleza cu  $\Phi$  17 mm.

**b) Fisura cu lungimea mai mare de 30 mm**

Se aplică procedeul de la cazul anterior doar ca în plus se va introduce restricția de viteză pe acel pod având ca scop reducerea coeficientului dinamic din convoi.

**c) Fisura cu lungime suficient de mare ca elementul respectiv să aibă capacitatea portantă foarte afectată**

În acest caz se impune închiderea traficului pe acel sector până la consolidarea elementul respectiv sau înlocuirea lui.

## 5.4. Exemple de reabilitare

### 5.4.1. Consolidarea indirectă tablierelor cu console a podului "Regele Karol I"

Consolidarea structurii este realizată de ISPCF București între anii 1963-1967.

S-a constatat că aproape în toate elementele ale tăblrierului rezistența este depășită, ele fiind aproape de limita de cedare.

După efectuarea probelor de laborator s-a constatat atât din punct de vedere chimic, metalurgic cât și mecanic că materialul ar fi similar cu OL 37 și că materialul nu prezintă o stare avansată de oboseală.

În calculul de consolidare al tăblrierului rezistența admisă a fost considerată 1400 daN/cm<sup>2</sup>. și coeficientul dinamic de 1.2.

Consolidarea s-a realizat sub continua circulație deoarece podul avea o însemnată importanță în căile de comunicație astfel că pauzele în circulație pentru consolidarea erau scurte de circa 90-180 minute într-o zi [91], [94], [96] .

Diagonalele comprimate au fost consolidate prin adăugarea de platbenzi pe inima elementului, întărindu-se și prinderile la noduri.

Diagonalele întinse au fost consolidate cu elemente prefabricate, solidarizate prin pretensionare. Prin pretensionare a fost posibilă aducerea eforturilor maxime la nivelul celor admisibile.

Lonjeroni erau amplasați la o distanță de 2400 mm, peste ei rezemau profilele ZORRES în interiorul cărora erau așezate traversele înglobate într-o masă de mastic bituminos.

Ținând cont eforturile mari în lonjeronii vechi, acestea au fost introduși lonjeroni noi amplasați la 1600 mm, ei au fost eclisați de console scurte nituite anterior de antretoaze.

Talpa superioară a ridicat cele mai mari probleme tehnice. Tablierul nu are contravântuire superioară, având numai legături în planul diagonalelor comprimate. În urma unor studii amănunțite s-a stabilit introducerea unei a III-a tălpi dispusă între cele 2 existente. Elementele celei de a treia tălpi au fost prinse de acestea cu ajutor unor cadre transversale fixate în planul tuturor diagonalelor. În ideea de a

descărca tălpile existente și solicitările date de sarcina permanentă și pentru a folosi integral capacitatea tălpii noi, s-au introdus eforturi inițiale de pretensionare. Talpa nouă a fost împărțită în tronsoane după montaj acestea au fost pretensionate separat, la capetele fiecăruia s-au dispus grinzi cu macaz.

Neexistând contravântuire superioară presiunea vântului se transmite prin cadrele transversale la cea inferioară.

Consolidarea contravântuiri inferioare a fost efectuată direct .

Condițiile de lucru fiind extrem de grele, pauze ale circulației foarte mici, circulație intensă, s-a realizat proces amănunțit tehnologic, și anume:

- s-au montat cadrele din planul diagonalelor și s-au nituit de grinzile principale;

- s-a montat tronsonul de talpă suplimentară, joantele rămânând nedefinitivate. S-a stabilit ca montarea tălpii să pornească de la nodul V(reazem) spre capătul consolei și concomitent spre mijlocul deschiderii centrale.

- ultima faza s-a efectuat operația de pretensionare;

Consolidarea a avut loc între anii 1963-1967 cu un număr de cca 120 de muncitori, structura s-a încărcat cu 4128 t de material nou, din care 1420 t a fost prelucrat în atelierul șantierului și de pe structură a fost dat jos 685 t material vechi.

Din Noțele de calcul a lui Saligny se știe că greutatea aproximativă a structurii ar fi 15300 t, iar făcând analogie cu material nou folosit se poate observa că pe structura s-a adăugat cca 27% și s-au bătut aproximativ 70 nituri/t.

La tăblierele cu console s-a utilizat la fiecare 995 t de material nou astfel că:

- 77 t la antretoaze;
- 248 t la lonjeroni;
- 140 t la talpa inferioară;
- 324 t la talpa superioară( se cuprinde și noua talpă);
- 248 t la diagonale;

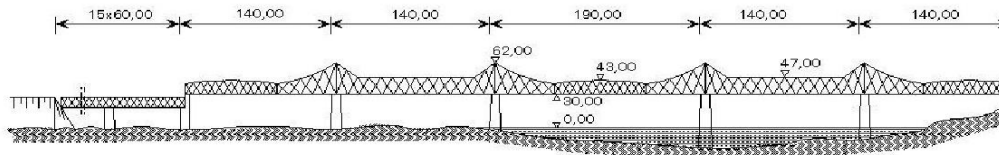


Figura 5.4.1.1. Dispoziție generală pod Regele Karol I

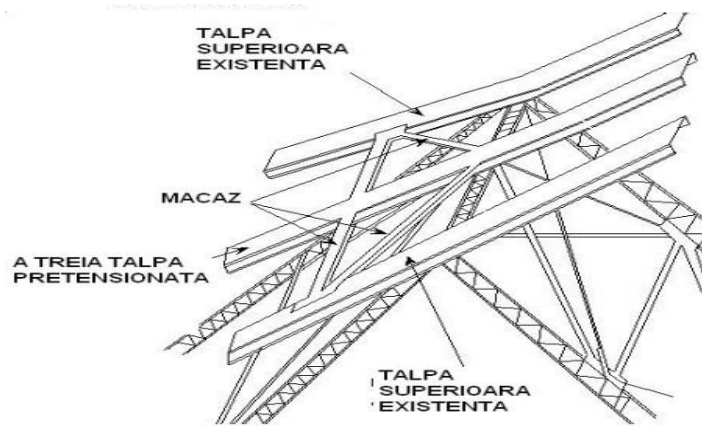


Figura 5.4.1.2. Consolidarea prin introducerea a tălpii a treia

## 5.4.2. Consolidarea podului Traian Arad

În urma studiilor făcute în 2006-2007 s-a ajuns la concluzia că majoritatea elementelor căii de rulare a podului sunt într-o stare tehnică nesatisfăcătoare și ele vor trebui înlocuite. Multe din ele fiind puternic corodate sau având deformații locale.



Figura 5.4.2.1. Coroziune puternică a contravântuirii și montantului

În anul 2006 construcția prezenta mai multe defecte decât s-ar putea crede pe baza aspectului exterior, în special la elementele structurale importante: lonjeroni, antretoaze [18]. Astfel se ajunge la concluzia că lonjeroni ar trebui înlocuiți cu profile laminate de tipa HEA, iar antretoazele executate din platbenzi de diferite înălțimi și grosimi.

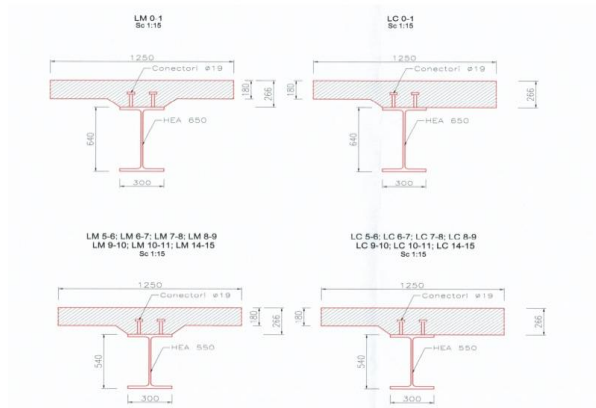


Figura 5.4.2.2. Propunere de secțiuni pentru lonjeroni

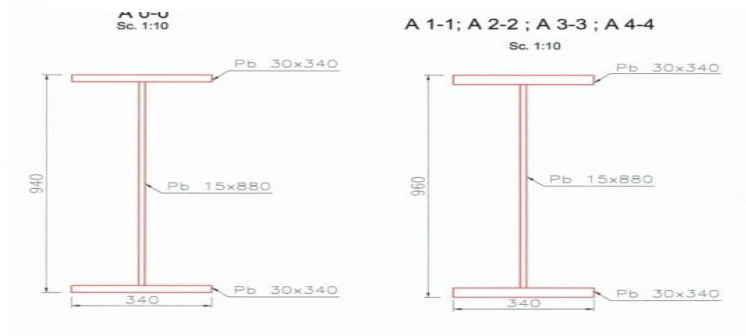


Figura 5.4.2.3. Propunere de secțiuni pentru antretoaze

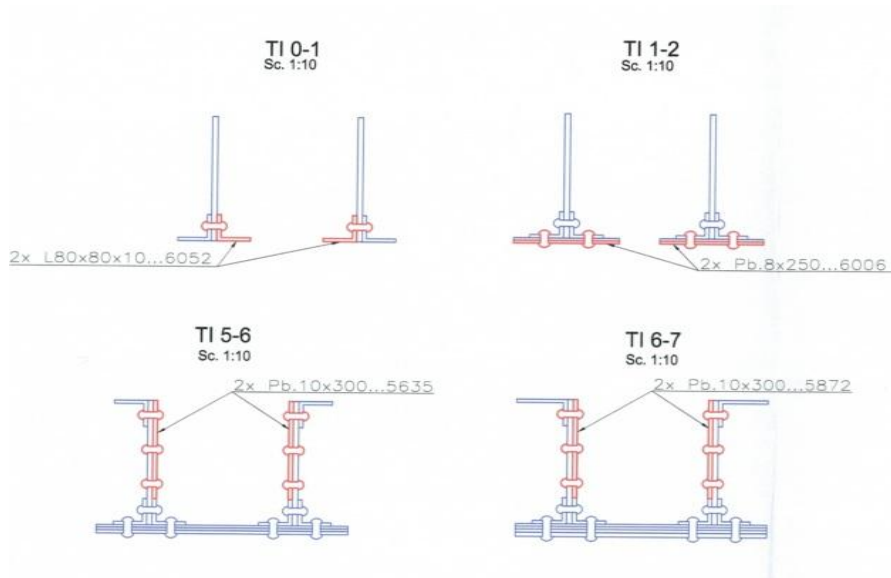


Figura 5.4.2.4. Propunere consolidare talpă inferioară

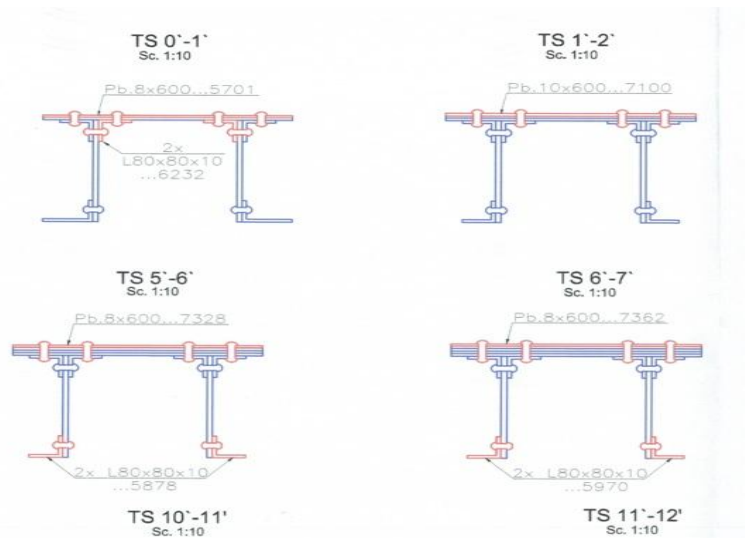


Figura 5.4.2.5. Propunere consolidare talpă superioară

Talpă inferioară se propune a fi consolidată direct prin adăugarea de platbenzi și corniere, același principiu se aplică și la talpă superioară. Toate îmbinările se vor face nituit.

La montanți se vor înlocui toate zăbrele afectate de coroziune, diagonalele se vor consolida tot direct prin adăugarea de platbenzi și profile laminate U.

Contravântuirile inferioare orizontale se vor consolida discret cu o platbandă prozontală, guseele orizontale se vor înlocui.



Consolidările directe se vor face după înlocuirea tuturor elementelor corodate și elementelor care prezintă deformații locale. Nu este permisă menținerea elementelor cu pierdere mai mare de 5% din secțiunea inițială.

Calea de rulare va trebui înlocuită cu o placă de beton armat. Noi lonjeroni ai căii vor avea conectori de tip gujon, astfel încât să rezulte grinzi compuse oțel-beton.

La partea de trotuar se propune table cu strat UHPC (beton de înaltă rezistență) pentru a avea o greutate proprie cât mai mică.

Aparatele de reazem fixe dispuse pe pile și cele mobile de pe culei trebuie reparate și recondiționate să se aducă la starea lor inițială.

Articulațiile Gerber, în urma inspecțiilor vizuale s-a observat o coroziune puternică la bara cu ochi, astfel ca acest element v-a trebui studiat în amănunt ca să se observe adevărată lui comportare. Astfel se propune mai de parte verificarea elementului de bara cu ochi pornind de la reacțiunea în montantul care intră în componenta articulației Gerber. Cu reacțiunea în montant se propune un studiu pe bara cu ochi astfel încât să se determine capacitatea portantă a elementului și în cazul apariției unei fisuri ce se întâmplă din punct de vedere structural.



Figura 5.4.2.6.. Starea articulației Gerber

### **5.5. Situația actuală a podului Traian de la Arad după consolidarea din 2012**

Bara cu ochi din articulația Gerber a fost consolidată doar în cazul pendulului mic, din următoarea poză se poate observa sistemul de consolidare, a fost consolidate cu un jug/cadru.



Figura 5.5.1. Consolidarea la bara cu ochi de 850 mm de la articulației Gerber  
S-a consolidat pe principiul că elementul cedează la mijlocul secțiunii, dar din studiile din teza reiese că zona critică o reprezintă schimbarea de secțiune și în jurul boltului, acolo apar cei mai mari concentratori de tensiune.



Figura 5.5.2. Secțiune bara cu ochi

Din pozele prezentate se poate observa că la poziționarea jugului/cadrului s-a decupat în talpa de la grinda inferioară ceea ce duce ca elementul să aibă capacitatea portantă afectată.

La bara cu ochi mare de 1240 mm nu s-a putut aplica același sistem deoarece cadrul trebuia scos prin trotuar, astfel că ea doar s-a curățat și revopsit, lucru ce se poate observa din următoarele poze.



Figura 5.5.3. Înainte și după consolidare bara cu ochi de 1240 mm

### Elemente cu defecte după reabilitare



Figura 5.5.4. Înainte de consolidare bara cu ochi și diagonală

Înainte de reabilitare --->>>După reabilitare



Figura 5.5.5. După consolidare bara cu ochi și diagonală

Anumite elemente doar au fost „aranjate” cu chit montaj și vopsite, la articulația Gerber se poate observa starea avansată de colmatare, singura diferență între starea ei înainte de reabilitare și după reabilitare este vopseaua. Câteva zăbrelețe lipsesc, nituri de asemenea lipsesc, anumite zăbrelețe sunt aschiate, ele sunt păstrate cele originale deși au secțiunea afectată, ele doar s-au vopsit.

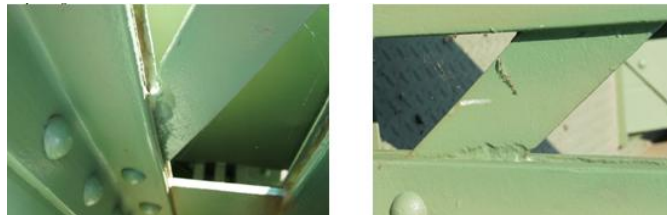


Figura 5.5.6. După consolidare elemente aschiate

La acest moment se consideră că podul îndeplinește condițiile de siguranță în exploatare astfel că este permis traficul greu după cum se poate observa și din următoarele.



Figura 5.5.7. Traficul pe podul Traian de la Arad în prezent

Concluzii:

1. sintetizarea metodelor de reabilitare la podurile istorice metalice Gerber;
2. exemplu de consolidare: pod cu console și articulații " Regele Carol I " de la Cernavoda;
3. exemplu de consolidare: propunerea din 2006 a reabilitării podului " Traian" de la Arad;
4. situația actuală a podului " Traian" de al Arad după consolidarea din 2012;

## 6. CONCLUZII FINALE. CONTRIBUȚII PERSONALE

### 6.1. Concluzii finale

- Siguranța structurilor, ce include multe aspecte importante ale vulnerabilității este o problemă de importanță generală pentru a unei societăți. Când structurile cedează, consecințele ulterioare pot fi grave, soldate cu pierderi de vieți omenești, afectarea calității mediului înconjurător și pierderi economice semnificative pentru societate.
- Absența unor informații legate de istoricul de solicitare, respectiv date necesare despre caracteristici de material cât și prezența unor defecte structurale, conduc la necesitatea unor studii amănunțite care să aibă drept rezultat determinarea cât mai exactă a nivelului de siguranță.
- În cadrul tezei s-a calibrat și studiat o structură complexă având în vedere necesitatea unei analize care să determine starea de eforturi pe structura spațială, modelată și calibrată în mod corect având în vedere complexitatea structurii.
- Concluziile calculului sunt următoarele: structura nu satisface în totalitate condițiile de rezistență și stabilitate prevăzute în norme. Calculul s-a efectuat pentru convoie standard format din: autocamioane și tramvaie.
- Necesitatea consolidărilor articulațiilor Gerber
- Podul cu grinzi cu console și articulații Gerber de la Arad este o structură cu vechime în exploatare și are o valoare emblematică pentru orașul Arad, istoria podului este zbuciumată, remarcabil este faptul că podul a fost executat la Uzinele Reșița și pus în funcțiune la 1914.
- În lucrare se face o trecere în revistă a principalelor norme de apreciere a capacității portante a podurilor cu vechime în exploatare cum sunt normele: elvețiene, germane, etc;
- Analiza pe bara cu ochi arată valori mari ale tensiunilor în element, având valoarea maximă de  $258 \text{ N/mm}^2$ , care este mai mare decât limita de

- curgere a materialului de bază. De asemenea este necesară o verificare non-distructivă pentru a observa fisurile.
- Generarea unor fisuri mici (de 2mm) arată că timpul de exploatare rămas pentru bara cu ochi este destul de redus sub 1 an, ceea ce indică din punct de vedere a normelor că elementul are posibilitate foarte mare de cedare.
- O evaluare corectă a podurilor existente înseamnă o metodologie uniformă, inclusiv metoda de cumulare a vătămarilor cât și conceptele mecanicii ruperii.

## 6.2. Contribuții personale

Cu privire la tema studiată în cadrul tezei de doctorat, pe baza studiilor efectuate și a rezultatelor obținute de către autor, se pot evidenția următoarele contribuții:

- realizarea unei sinteze documentare prin studiul sistematic al Noțelor de Calcul ale inginer Anghel Saligny;
- Stabilirea modelului de calcul spațial prin calibrarea structurii podului Traian de la Arad; aplicarea convoiilor de camioane și tramvai pe structură și stabilirea finală a stării de eforturi în toate elementele structurale ale podului.
- Stabilirea duratei de viața rămase pentru elementele cele mai solicitate ale structurii pe baza metodelor prevăzute în normele specifice actuale(cumularea liniară a vătămarilor);
- sistematizarea informațiilor din literatura de specialitate privind mecanica ruperii și aplicarea acestora la structura podului Traian de la Arad realizând un pas mai departe față de normele specifice actuale;
- atenție deosebită s-a acordat elementului cel mai vulnerabil din structură, articulația Gerber, respectiv bara cu ochi, parte componentă a acesteia. O cedare a acesteia duce la colapsul structurii;
- S-a realizat o sinteză privind alcătuirea și modul de lucru a articulației Gerber, respectiv a comportării barei cu ochi în timp;
- Aprecierea critică a consolidării podului Traian de la Arad și a situației actuale a structurii;
- Realizarea unei anexe care să conțină majoritatea podurilor cu console și articulații importante din lume, clasificate după deschiderea centrală;

- Realizarea unei proceduri prin care se aplică sistematizat studiile din teză și pe alte poduri cu vechime în exploatare, procedura conținută în Anexa C a tezei;

Valorificarea rezultatelor din programul de doctorat s-a făcut prin:

- ✓ publicarea, în calitate de autor /coautor a unui număr de 14 articole în reviste de specialitate și în volumele unor conferințe internaționale și naționale;
  - -4 lucrări publicate în Proceedings ISI (în curs de Indexare)
  - -2 lucrări in Jurnale ISI (în curs de Indexare)
  - -4 lucrari BDI
  - -4 lucrări la conferințe naționale

### **1. Lucrări științifice publicate în reviste indexate ISI**

1. **Butișca (cas. Feier) A.**, Petzek E, "Behavior of hinges elements in cantilever historical bridges"., Metalurgia International Editura Stiintifica F.M.R. 2013, Nr.7 ISSN 1582-2214 ISSN 1582-2214 pp.191-194( in indexare)

### **2. Lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice (Proceedings) indexate ISI Proceedings**

1. **Butișca A.**; Bancila R. Petzek E. Rominu S., "Importance of rehabilitation of historical steel bridge Traian of Arad", Proceedings of 12th International Multidisciplinary Scientific Geoconference 17-23 iunie 2012 ISSN 1314-2704 pp.1011-1016; ( in indexare)

2. Rominu S., **Butișca A.**, "Rehabilitation versus reconstruction of a new steel bridge". Proceedings of 12th International Multidisciplinary Scientific Geoconference 17-23 iunie 2012 ISSN 1314-2704 pp.1083-1090; ( in indexare)

3. **Butișca(cas. Feier) Anamaria**, Petzek E., Bancila R. Hernea S. " Economical importance of eye-bar in the rehabilitation of cantilever steel bridge Traian". Proceedings of 13th International Multidisciplinary Scientific Geoconference 16-23 iunie 2013 ISSN 1314-2704, pp 97-102; ( in indexare)

4. Hernea S. **Butișca(cas. Feier) Anamaria**, "ROBUSTNESS OF STRUCTURES-A NEW APPROACH OF VULNERABILITY AND STRUCTURAL RELIABILITY", Proceedings of 13th International Multidisciplinary Scientific Geoconference 16-23 iunie 2013 ISSN 1314-2704, pp. 263-270; ( in indexare)

5. Petzek E. , **Butișca A.**, Toma L., "Eye Bars.-Pins Connections", Advanced Materials Research, Structural Integrity of Welded Structures, Volume 814, pp 222-229( in indexare-conform document nr 3 )

### **3. Lucrări științifice publicate în reviste de specialitate indexate BDI**

1. **Butișca A.**;Rominu S. , „"Bridge King Carol I at 116 years" Scientific Bulletin of the Politehnica University of Timisoara. Transactions on Hydrotechnics, ISSN 1224-6042, ISSUE 56(70) No. 2 2011, pp.75-79

**4. Lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice (Proceedings) indexate BDI** 1. **A. Butișca**, S. Hernea, R. Bancila, P. Marc., "Traian bridge and King Carol I bridge behaviour in time", Buletin of the Transilvania University of Brasov -2012

**5. Lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice internaționale (Proceedings) din străinătate**

1. **Butișca A.**; Rominu S.; Blaga L.; Gabor R., "Study of behavior in times of the Bridge "King Carol I" over the Danube", Proceedings of 15th International Conference Modern Technologies, Quality and Innovation New face of TMCR Chisinau, Moldova pp.149-153 ISSN:2069-6736 ,25-27 Mai 2011

**6. Lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice**

1. **Butișca A.**; Bancila R.; Raminu S, "Consolidari la podul "Regele Carol I" si starea lui actuala", Zilele Academice Timiseme Editia a XII-a Timisoara, Romania 26-27 mai 2011, Infrastructuri eficiente pentru transporturi terestre, ISSN 2247-3807, ISSN-L 2247-3807, pp.187-193

2. Rominu S.; **Butișca A.**; Ionita O.; Bancila R, "Evaluarea robustetii structurale. Aspecte fundamentale. Zilele Academice Timiseme, Editia a XII-a , Timisoara, Romania, 26-27 mai 2011  
Infrastructuri eficiente pentru transporturi terestre, ISSN 2247-3807, ISSN-L 2247-3807,pp.219-226

3. **Butișca A.**; Bancila R., "Studiul capacitații portante a podului "Regele Carol I" peste Dunăre construit de Anghel Saligny.", Simpozionul Cercetări actuale cu impact în perfecționarea normelor pentru proiectarea și execuția construcțiilor metalice, din cadrul celei de-a XII-a ediții Zilele Academice Timișene, Timișoara, 10 iunie 2011, pp.23

4. **Butișca(cas Feier) Anamaria Ioana**, "Eye-bar important element for cantilever bridge." , The 3rd Workshop in Interdisciplinary and Quality Management, Pitesti, May 30-31, 2013



## BIBLIOGRAFIE

### Literatură

- [1]. *Petzek, E* "Siguranta in exploatare si reabilitarea podurilor metalice", - Teza de doctorat, Timișoara, 2004.
- [2]. *Bancila, R., Petzek, E.*, „Extended life for old highway bridges from the western part of Romania”, Steel – a New Traditional Material for Building, Ed. Taylor & Francis Group, London, ISBN 0-415-40817-2, p.583-593, 2006.
- [3]. \* \* \*, I-AM 08/2002, „Richtlinie für die Beurteilung von genieteten Eisenbahnbrücken”, SBB CFF FFS, 2002.
- [4]. *Bancila R., Petzek E.*, „Rehabilitation of Steel Bridges in Romania”, Proceedings of the 6th Japanese German Bridge Symposium, Munich, 2005.
- [5]. *Kühn, B., Lukic, M., e.a.*, „Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life”, JRC-ECCS, 2008.
- [6]. \* \* \*, AND 522-2002. „Bridge Verification Methodology”, Romanian Highway Administration, 2002.
- [7]. *Petzek E., Kosteas D., Bancila R.*, „Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Stahlbrücken in Rumänien”, Stahlbau Nr. 8, ISSN 0038-9145, Ernst & Sohn, 2005.
- [8]. \* \* \*, DS 805, „Tragsicherheitsnachweis bestehender Eisenbahnbrücken”, Hauptverwaltung der deutschen Bundesbahn, 1999.
- [9]. \* \* \*, SIA 161, Stahlbauten, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, 1990.
- [10]. *Bancila R., Petzek E.*, „New life for an old historical bridge. Steel bridge over the Mures river in the Danube basin”, 6th International Conference on Bridges across the Danube 2007, Bridges in Danube Basin, ISBN 978 963 420 925 6, Budapest, 2007.
- [11]. \* \* \*, BS 7910:1999, „Guide on the Methods for Assessing the Acceptability of Flaws in Metallic Structures”, British Standards Institution, London, 1999.
- [12]. *Brandes, K.*, „Investigation of crack growth on steel bridge”, 13th Congress IABSE, Helsinki, 1988.
- [13]. \* \* \*, STAS 12504-86: „Încercarea suprastructurilor cu acțiuni de probă / Probelastung der Brücken” Romanian Standard for Bridge testing, 1986.
- [14]. *Bancila R., Petzek E., e.a.*, „New life for an old historical steel bridge over the Mureș river”, European Convention for Constructional Steelwork AWARD, [www.steelconstruct.com](http://www.steelconstruct.com), 2010.
- [15]. *Bancila R., Petzek E.*, „The History of the Romanian Danube Bridges”, International Congress Construction History, Proceedings of the Third International Congress on Construction History, ISBN 978-3-936033-31-1, Cottbus, 2009.
- [16]. *Petzek E., Bancila R.*, „Evaluation of Service Security of Steel Structures”, NATO Conerence, Security and Reliability of Damaged Structures and Defective Materials, Springer, 978-90-481-2791-7, 2009.
- [17]. \* \* \*, SSF-RO S.R.L., „Technical project for the rehabilitation of the Traian Bridge in Arad”, Timișoara, 2007.

- [18]. \* \* \*, SSF-RO S.R.L., „Wettbewerb-Dokumentation für die neue Brücke in Arad über die Marosch“, 2010.
- [19]. . Butișca (cas. Feier) A., Petzek E, “Behavior of hinges elements in cantilever historical bridges”. Metalurgia International Editura Stiintifica F.M.R. 2013, Nr.7 ISSN 1582-2214 ISSN 1582-2214 pp.191-194
- [20]. Butișca A.; Bancila R. Petzek E. Rominu S., “Importance of rehabilitation of historical steel bridge Traian of Arad”, Proceedings of 12th International Multidisciplinary Scientific Geoconference 17-23 iunie 2012 ISSN 1314-2704 pp.1011-1016;
- [21]. Rominu S., Butișca A., “Rehabilitation versus reconstruction of a new steel bridge”. Proceedings of 12th International Multidisciplinary Scientific Geoconference 17-23 iunie 2012 ISSN 1314-2704 pp.1083-1090
- [22]. Butișca(cas. Feier) Anamaria, Petzek E., Bancila R. Hernea S. “ Economical importance of eye-bar in the rehabilitation of cantilever steel bridge Traian”. Proceedings of 13th International Multidisciplinary Scientific Geoconference 16-23 iunie 2013 ISSN 1314-2704, pp 97-102;
- [23]. Hernea S. Butișca(cas. Feier) Anamaria, “ROBUSTNESS OF STRUCTURES-A NEW APPROACH OF VULNERABILITY AND STRUCTURAL RELIABILITY”, Proceedings of 13th International Multidisciplinary Scientific Geoconference 16-23 iunie 2013 ISSN 1314-2704, pp. 263-270;
- [24]. Petzek E. , Butișca A., Toma L., “Eye Bars.-Pins Connections”, [Advanced Materials Research](#), Structural Integrity of Welded Structures, Volume 814, pp 222-229;2013,
- [25]. Butișca A.;Rominu S. , „Bridge King Carol I at 116 years” Scientific Bulletin of the Politehnica University of Timisoara. Transactions on Hydrotechnics, ISSN 1224-6042, ISSUE 56(70) No. 2 2011, pp.75-79
- [26]. A. Butișca, S. Hernea, R. Bancila, P. Marc., “Traian bridge and King Carol I bridge behaviour in time”, Buletin of the Transilvania University of Brasov -2012
- [27]. Butișca A.; Rominu S.; Blaga L.; Gabor R., “ Study of behavior in times of the Bridge “King Carol I” over the Danube”, Proceedings of 15th International Conference Modern Technologies, Quality and Innovation New face of TMCR Chisinau, Moldova pp.149-153 ISSN:2069-6736 ,25-27 Mai 2011
- [28]. Butișca A.; Bancila R.; Raminu S, “Consolidari la podul “Regele Carol I” si starea lui actuala”, Zilele Academice Timiseme Editia a XII-a Timisoara, Romania 26-27 mai 2011, Infrastructuri eficiente pentru transporturi terestre, ISSN 2247-3807, ISSN-L 2247-3807, pp.187-193
- [29]. Rominu S.; Butișca A.; Ionita O.; Bancila R, “Evaluarea robustetii structurale. Aspecte fundamentale. Zilele Academice Timiseme, Editia a XII-a , Timisoara, Romania, 26-27 mai 2011  
Infrastructuri eficiente pentru transporturi terestre, ISSN 2247-3807, ISSN-L 2247-3807,pp.219-226
- [30]. Butișca A.; Bancila R., “Studiul capacitatii portante a podului “Regele Carol I” peste Dunare construit de Anghel Saligny.”, Simpozionul Cercetări actuale cu impact în perfectionarea normelor pentru proiectarea si executia constructiilor metalice, din cadrul celei de-a XII-a editii Zilele Academice Timisene, Timisoara, 10 iunie 2011, pp.23
- [31]. Butișca(cas. Feier) Anamaria Ioana, “Eye-bar important element for cantilever bridge.” , The 3rd Workshop in Interdisciplinary and Quality Management, Pitesti, May 30-31, 2013
- [32]. SR 1911/98.Poduri Metalice de Cale Ferată; Prescripții de proiectare;

- [33]. SR EN 1990: 2004. Bazele proiectării structurilor;
- [34]. SR EN 1990/A1/AC: 2009. Bazele proiectării structurilor;
- [35]. SR EN 1990-A2: 2009. Bazele proiectării structurilor – Poduri;
- [36]. SR EN 1991-2: 2005. Acțiuni asupra structurilor. Partea 2: Acțiuni din trafic la poduri;
- [37]. SR EN 1991-2/NB: 2005. Acțiuni asupra structurilor. Partea 2: Acțiuni din trafic la poduri. Anexa Națională;
- [38]. SR EN 1993-1-1: 2006. Proiectarea structurilor de oțel. Reguli generale și reguli pentru clădiri;
- [39]. SR EN 1993-2: 2007. Proiectarea structurilor de oțel. Poduri de oțel;
- [40]. SR EN 1994-2:2007. Proiectarea structurilor composite de oțel și beton. Reguli generale și reguli pentru poduri.
- [41] EN 1993-1-8: *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints* CEN - European Committee for Standardization, 2005
- [42] EN 1993-1-1: *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings* CEN - European Committee for Standardization, 2005
- [43] EN 1990 : *Eurocode 0: Basis of structural Design* CEN - European Committee for Standardization, 2005
- [44] Barsom, J.M., Rolfe, S.T., „*Fracture and Fatigue Control in Structures. Application of Fracture Mechanics*”, Prentice Hall Inc., Second edition, ASTM, Philadelphia, 1987.
- [45] Ceriolo, L., Di Tommaso, A., „*Fracture Mechanics of Brittle Materials: A Historical Point of View*”, 2<sup>nd</sup> International PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest, 1996.
- [46] Schütz, W., „*A History of Fatigue*”, Eng. Fract. Mech., vol.54 (2), p.263-300, 1996.
- [47] Anderson, T., L., „*Fracture Mechanics – Fundamentals and Application*”, CRC Press inc., Florida, 1991.
- [48] Băncilă, R., Petzek, E., „*Introducere în mecanica ruperii*”, curs postuniversitar – instruire S.N.C.F.R., U.P.T., material nepublicat, Timișoara, 2003.
- [49] Barsom, J.M., Rolfe, S.T., „*Fracture and Fatigue Control in Structures. Application of Fracture Mechanics*”, Prentice Hall Inc., Third edition, ASTM – MNL41, Philadelphia, 1999.
- [50] Bondariuc, V., Băncilă, R., „*Poduri metalice*”, I.P.T. – 1990.
- [51] \* \* \*, STAS R8542, „*Alegerea materialului pentru construcții sudate*”, Institutul român de standardizare, București, 1983.
- [52] \* \* \*, STAS 500/2-80, „*Oțeluri de uz general pentru construcții. Mărci*”, Institutul român de standardizare, București, 1980.
- [53] \* \* \*, ASTM E 616-89, „*Standard Methodology Relating to Fracture Testing*”, ASTM Annual Book, 1989.
- [54] \* \* \*, ESDEP - European Steel Design and Education Programme, „*Fatigue II*”, Vol. 19 Londra – 1995.
- [55] Tada, H., Paris, P.C., Irwin, G.R., „*Stress Analysis of Cracks Handbook*”, Del Research Corporation, St. Louis, 1985.
- [56] Sih, G.C., „*Handbook of Stress-Intensity Factors for Researchers and Engineers*”, IFSM, London, 1973.
- [57] Moisă, T., „*Metode de evaluare a componentelor structurilor metalice cu defecte, pe baza conceptelor mecanicii ruperii materialelor*”, material nepublicat, ISIM Timișoara, 2000.

- [58] Landes, J.D., „*Development of Experimental Testing of Crack Behavior*”, proceedings CD, IFMASS 8, Belgrade, 2003.
- [59] Landes, J.D., Begley, J.A., „*Recent Developments in J Testing*” in Developments in Fracture Mechanics. Test Methods Standardization, ASTM STP 632, Baltimore, September 1977.
- [60] Dumitru, I., Marşavina, L., „*Introducere în mecanica ruperii*”, Ed. Mirton, Timişoara, 2001.
- [61] Knott, J.F., „*Fundamentals of Fracture Mechanics*”, Butterworths, London, 1973.
- [62] Sedmak, S., Burzić, Z., „*Fracture Mechanics Standard Testing*”, proceedings CD, IFMASS 8, Belgrade, 2003.
- [63] Jarić, J., Sedmak, A., „*Physical and Mathematical Aspects of Fracture Mechanics*”, proceedings CD, IFMASS 8, Belgrade, 2003.
- [64] Grabulov, V., „*Static and Impact Testing (tensile test, drop weight test, explosion bulge test) and Result Analysis*”, proceedings CD, IFMASS 8, Belgrade, 2003.
- [65] \* \* \*, ASTM E 4 – 89, „*Practices for Force Verification of Testing Machines*”, ASTM, 1989.
- [66] \* \* \*, ASTM E 8 – 89, „*Test Methods for Tension Testing of Metallic Material*”, ASTM, 1989.
- [67] \* \* \*, ASTM E 399 – 83, „*Test Method for Plane-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials*”, ASTM, 1983.
- [68] \* \* \*, ASTM E 561 – 86, „*Standard Practice for R - Curve Determination*”, ASTM, 1986.
- [69] \* \* \*, ASTM E 647 – 93, „*Standard Test Method for Measurement of Fatigue Crack Growth Rate*”, ASTM, 1993.
- [70] \* \* \*, ASTM E 813 – 89, „*Standard Test Method for  $J_{Ic}$ , A Measure of Fracture Toughness*”, ASTM, 1989.
- [71] \* \* \*, ASTM E 1152 – 87, „*Standard Test Method for Determining J-R Curve*”, ASTM, 1987.
- [72] \* \* \*, ASTM E 1290 – 89, „*Standard Test Method for Crack - Tip Opening Displacement (CTOD) Fracture Toughness Measurement*”, ASTM, 1989.
- [73] \* \* \*, ASTM E 1823 – 99, „*Terminology Relating to Fatigue and Fracture Testing*”, ASTM, 1999.
- [74] Hoepfner, D.W., Krupp, W.E., „*Prediction of Component Life by Application of Fatigue Crack Growth Knowledge*”, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 6 p. 47-60, Great Britain, 1974.
- [75] Barsom, J.M., „*Review and Analysis of Fatigue-Crack Propagation Law*”, United States Steel Report, 89 018-020, 1969.
- [76] Johnson, H.H., Paris, P.C., „*Subcritical Flaw Growth*”, Engineering Fracture Mechanics, 3/1968.
- [77] Peterson, R.E., „*Stress Concentration design factor*”, New York, John Wiley & Sons Inc. And London Chapman Factors, USA, 1995.
- [78] Czoboly, E., „*Fatigue Crack Propagation*”, EMAS Ltd. U.K., 5<sup>th</sup> IFMASS, p. 103-116, Belgrade, 1989.
- [79] Paris, P.C., Erdogan, F., „*A Critical Analysis of Crack Propagation Law*”, Journal of Basic Engineering, ASME D, vol. 85, p. 528-534, 1963.
- [80] Lankford, J., Davidson, D.L., Cook, T.S., „*Fatigue Crack Tip Plasticity*”, in Cyclic Stress-Strain and Plastic Deformation Aspects of Fatigue Crack Growth, ASTM Special Technical Publication 637, p. 36-55, 1976.

- [81] \* \* \*, STAS 9760-84, „Determinarea tenacității la rupere în condițiile stării plane de deformație. Metoda  $K_{Ic}$ ”, Institutul român de standardizare, București, 1984.
- [82] Cioclov, D., „Mecanica ruperii materialelor”, Editura Academiei, București, 1977.
- [83] Pană, T., „Aplicații inginerești ale mecanicii ruperii”, Editura Tehnică, București, 1974.
- [84] Roylance, D., „Introduction to Fracture Mechanics”, NBS Special Publication, Washington, 1983.
- [85] Băncilă, R., Petzek, E., „Experiența acumulată în managementul stabilirii siguranței în exploatare a podurilor metalice existente în estul Europei”, IIW Conference, București, 2003.
- [86] \* \* \*, ESDEP - European Steel Design Education Programme, „Structural Systems - Refurbishment”, Lecture 16.5, Vol. 28 Londra - 1995.
- [87] Petzek, E., Băncilă, R., „Present Bridge Refurbishment Approaches”, Conferința Internațională de Construcții Metalice, ediția a X-a, Timișoara, 2003.
- [88] Petersen, C., „Stahlbau, Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten”, Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig 1990.
- [89] A D Magee, “A CRITICAL ANALYSIS OF THE FORTH BRIDGE” Proceedings of Bridge Engineering 2 Conference 2007 27 April 2007, University of Bath, Bath, UK
- [90] Anghel Saligny „ Project du pont le Danube a Cernavoda. Note de calcul” Direction Generale des Chemins de fer Roumains. Service por la construction de la ligne Fetesti-Cernavoda.
- [91]. Stanescu Dumitru “Structure Reinforcement of the “Bridge King Carol I” in Cernavoda”, p.1-9
- [92]. Stanescu Dumitru “Date privind construirea podului Anghel Saligny” Buletinul Stiintific al Institutului de Constructii Bucuresti, T.22, Nr.1-2,1979, p.41-56;
- [93] Teodorescu D. “Le Complexe Ferroviare et Routier de Traversee du Danube dans la zone Fetesti -Cernavodă, Roumanie” L’Institut de projects de chemins de fer Bucarest, p.1-9;
- [94]. Stanescu D., Bondariuc V., Băncilă R., “Anghel Saligny-Activitatea si Opera lui 130 de ani de la nasterea sa” Buletinul Stiintific si Tehnic al Institutului Politehnic “Traian Vuia” Timisoara, Tom29 (43) Constructii 1984, p. 101-106;
- [95]. Stanescu D., Andreescu G., Teodorescu D., “Strengthening and rehabilitation solutions for Danube Bridges for 100 years of operation” Poduri noi peste Dunare in zona Fetesti-Cernavoda, Bucuresti 1995, Editura Inedit.
- [96] Popa N., Teodorescu D., Florea S., “The centenary of the “ King Carol I” bridge over the Danube in Cernavoda” Poduri noi peste Dunare in zona Fetesti-Cernavoda, Bucuresti 1995, Editura Inedit.

## Site-uri Web

- [97]<http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&bo=u&source=univ&sa=X&ei=L7YcUp64Oa6P4gTnuYD4Bg&ved=0CEgQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=T-rR-DiPNX-S4M%3A%3BsOQ9WQKQneoTxM%3Bhttp%253A%252F%252Fnewscotland1398.ca%252Fhist%252Fbridge1902h.gif%3Bhttp%253A%252F%252Fnewscotland1398.ca%252Fhist%252Fnshistory15.html%3B1380%3B260>
- [98][http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&bo=u&source=univ&sa=X&ei=L7YcUp64Oa6P4gTnuYD4Bg&ved=0CEgQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=9p\\_Ftq5WHpSC6M%3A%3BjT0J9IIEQE3sYM%3B9p\\_Ftq5WHpSC6M%3A&imgrc=9p\\_Ftq5WHpSC6M%3A%3Bv69Cnq6lhgbUkM%3Bhttp%253A%252F%252Fupload.wikimedia.org%252Fwikipedia%252Fcommons%252Fthumb%252F%252F%252F%252FCooperRiverBridge.svg%252F500px-CooperRiverBridge.svg.png%3Bhttp%253A%252F%252Fen.wikipedia.org%252Fwiki%252FCantilever+bridge%3B500%3B223](http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&bo=u&source=univ&sa=X&ei=L7YcUp64Oa6P4gTnuYD4Bg&ved=0CEgQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=9p_Ftq5WHpSC6M%3A%3BjT0J9IIEQE3sYM%3B9p_Ftq5WHpSC6M%3A&imgrc=9p_Ftq5WHpSC6M%3A%3Bv69Cnq6lhgbUkM%3Bhttp%253A%252F%252Fupload.wikimedia.org%252Fwikipedia%252Fcommons%252Fthumb%252F%252F%252F%252FCooperRiverBridge.svg%252F500px-CooperRiverBridge.svg.png%3Bhttp%253A%252F%252Fen.wikipedia.org%252Fwiki%252FCantilever+bridge%3B500%3B223)
- [99][http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&bo=u&source=univ&sa=X&ei=n7ocUur7IMXl4QT7nICoCw&ved=0CEgQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=IELz51zlm00VDM%3A%3Bn1S2pu0q4G4lvM%3Bhttp%253A%252F%252F1.bp.blogspot.com%252F\\_GVslfVluyEA%252FTSD\\_Q9QX7wI%252FAAAAAAAAAAfs%252F18iU07yeqJE%252Fs640%252Fsf\\_bay\\_br\\_last-section\\_PS.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fsanfranciscoimages.blogspot.com%252F2011%252F01%252Ffinal-section-of-eastern-span-of-bay.html%3B1236%3B965](http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&bo=u&source=univ&sa=X&ei=n7ocUur7IMXl4QT7nICoCw&ved=0CEgQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=IELz51zlm00VDM%3A%3Bn1S2pu0q4G4lvM%3Bhttp%253A%252F%252F1.bp.blogspot.com%252F_GVslfVluyEA%252FTSD_Q9QX7wI%252FAAAAAAAAAAfs%252F18iU07yeqJE%252Fs640%252Fsf_bay_br_last-section_PS.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fsanfranciscoimages.blogspot.com%252F2011%252F01%252Ffinal-section-of-eastern-span-of-bay.html%3B1236%3B965)
- [100]<http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ei=n7ocUur7IMXl4QT7nICoCw&ved=0CEgQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=hmdlps6I5-jLoM%3A%3BgYx-ac-z7q3fWM%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.kolkatabest.com%252FWondersOfkolka%252Fimages%252Fhowrah%252520bridge.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fcivilfeeds.com%252Fhowrah-bridge-busiest-cantilever-bridge-in-the-world%252F%3B580%3B334>
- [101][http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ei=n7ocUur7IMXl4QT7nICoCw&ved=0CEgQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=8iLMXGtKC8Bf9M%3A%3BgTAHdZos4Tn\\_sM%3Bhttp%253A%252F%252Fphotos.wikimapia.org%252Fp%252F00%252F00%252F45%252F64%252F96\\_big.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fwikimapia.org%252F31732%252F%3B600%3B450](http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ei=n7ocUur7IMXl4QT7nICoCw&ved=0CEgQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=8iLMXGtKC8Bf9M%3A%3BgTAHdZos4Tn_sM%3Bhttp%253A%252F%252Fphotos.wikimapia.org%252Fp%252F00%252F00%252F45%252F64%252F96_big.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fwikimapia.org%252F31732%252F%3B600%3B450)
- [102]<http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ei=n7ocUur7IMXl4QT7nICoCw&ved=0CEgQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=H2RFbkuReR1phM%3A%3BiGWGK7oVK2KeOM%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.pasthorizonspr.com%252Fwp-content%252Fuploads%252F2012%252F05%252FBridge1.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.pasthorizonspr.com%252F%253Fp%253D62161%3B1400%3B931>
- [103]<http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ei=n7ocUur7IMXl4QT7nICoCw&ved=0CEgQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=izUFmN81SzQbrM%3A%3B2MjHe4sJYdPOaM%3Bhttp%253A%252F%252Fbridgehunter.com%252Fphotos%252F11%252F76%252F117655-M.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fbridgehunter.com%252Fstory%252F1172%252F%3B400%3B266>

[104][\[104\]\[http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ei=n7ocUur7IMXl4QT7nICoCw&ved=0CEqQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=EQWifuWvxGqTvM%3A%3B6BpphQH7qVAoNM%3BEQWifuWvxGqTvM%3A&imgrc=EQWifuWvxGqTvM%3A%3BXkuPlzfmziUpHM%3Bhttp%253A%252F%252F2.bp.blogspot.com%252F\\\_xJWa77A8OSw%252FSpjDZD0\\\_xqI%252FAAAAAAAAAACuI%252FOSP7eH0If0w%252Fs400%252Fquebecdrawing.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fanengineersaspect.blogspot.com%252F2009%252F08%252F102nd-anniversary-of-quebec-bridge.html%3B400%3B208\]\(http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ei=n7ocUur7IMXl4QT7nICoCw&ved=0CEqQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=EQWifuWvxGqTvM%3A%3B6BpphQH7qVAoNM%3BEQWifuWvxGqTvM%3A&imgrc=EQWifuWvxGqTvM%3A%3BXkuPlzfmziUpHM%3Bhttp%253A%252F%252F2.bp.blogspot.com%252F\_xJWa77A8OSw%252FSpjDZD0\_xqI%252FAAAAAAAAAACuI%252FOSP7eH0If0w%252Fs400%252Fquebecdrawing.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fanengineersaspect.blogspot.com%252F2009%252F08%252F102nd-anniversary-of-quebec-bridge.html%3B400%3B208\)](http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ei=n7ocUur7IMXl4QT7nICoCw&ved=0CEqQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=EQWifuWvxGqTvM%3A%3B6BpphQH7qVAoNM%3BEQWifuWvxGqTvM%3A&imgrc=EQWifuWvxGqTvM%3A%3BXkuPlzfmziUpHM%3Bhttp%253A%252F%252F2.bp.blogspot.com%252F_xJWa77A8OSw%252FSpjDZD0_xqI%252FAAAAAAAAAACuI%252FOSP7eH0If0w%252Fs400%252Fquebecdrawing.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fanengineersaspect.blogspot.com%252F2009%252F08%252F102nd-anniversary-of-quebec-bridge.html%3B400%3B208)

[105][\[105\]\[http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&sa=X&tbm=isch&tbo=u&source=univ&ei=FL8cUp3fHsKR4AT0pICgAw&ved=0CEoQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=nkSM889fosF-KM%3A%3Bjq5e1NgXdAl9ZM%3Bhttp%253A%252F%252Ffarm5.static.flickr.com%252F4144%252F4991068478\\\_ac4c240f4d\\\_z.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fferrie.sbc.proboards.com%252Fthread%252F4038%252Fbridges-tunnels-photos-discussion%253Fpage%253D5%3B640%3B426\]\(http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&sa=X&tbm=isch&tbo=u&source=univ&ei=FL8cUp3fHsKR4AT0pICgAw&ved=0CEoQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=nkSM889fosF-KM%3A%3Bjq5e1NgXdAl9ZM%3Bhttp%253A%252F%252Ffarm5.static.flickr.com%252F4144%252F4991068478\_ac4c240f4d\_z.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fferrie.sbc.proboards.com%252Fthread%252F4038%252Fbridges-tunnels-photos-discussion%253Fpage%253D5%3B640%3B426\)](http://www.google.ro/search?q=cantilever+bridges+in+the+world&sa=X&tbm=isch&tbo=u&source=univ&ei=FL8cUp3fHsKR4AT0pICgAw&ved=0CEoQsAQ&biw=1680&bih=920#facrc=&imgdii=&imgrc=nkSM889fosF-KM%3A%3Bjq5e1NgXdAl9ZM%3Bhttp%253A%252F%252Ffarm5.static.flickr.com%252F4144%252F4991068478_ac4c240f4d_z.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fferrie.sbc.proboards.com%252Fthread%252F4038%252Fbridges-tunnels-photos-discussion%253Fpage%253D5%3B640%3B426)

[106][\[106\]\[http://www.google.ro/search?q=Traian+bridge+arad&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ei=J8QgUvKuCIbQtAbqpIH4Cw&ved=0CacQ\\\_AUoAQ&biw=1280&bih=656#facrc=&imgdii=&imgrc=i68tnSh-zoxBwM%3A%3BvrIOYhpsYzDIjM%3Bhttp%253A%252F%252Fmw2.google.com%252Fmw-panoramio%252Fphotos%252Fmedium%252F5140464.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.camping.de%252Fde%252Fpl%2525C3%2525A4tze%252Fasien%252Fru.s.sland%252Funbekannt%252Farad%252Fcamping\\\_subcetate.html%3B500%3B343\]\(http://www.google.ro/search?q=Traian+bridge+arad&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ei=J8QgUvKuCIbQtAbqpIH4Cw&ved=0CacQ\_AUoAQ&biw=1280&bih=656#facrc=&imgdii=&imgrc=i68tnSh-zoxBwM%3A%3BvrIOYhpsYzDIjM%3Bhttp%253A%252F%252Fmw2.google.com%252Fmw-panoramio%252Fphotos%252Fmedium%252F5140464.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.camping.de%252Fde%252Fpl%2525C3%2525A4tze%252Fasien%252Fru.s.sland%252Funbekannt%252Farad%252Fcamping\_subcetate.html%3B500%3B343\)](http://www.google.ro/search?q=Traian+bridge+arad&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ei=J8QgUvKuCIbQtAbqpIH4Cw&ved=0CacQ_AUoAQ&biw=1280&bih=656#facrc=&imgdii=&imgrc=i68tnSh-zoxBwM%3A%3BvrIOYhpsYzDIjM%3Bhttp%253A%252F%252Fmw2.google.com%252Fmw-panoramio%252Fphotos%252Fmedium%252F5140464.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.camping.de%252Fde%252Fpl%2525C3%2525A4tze%252Fasien%252Fru.s.sland%252Funbekannt%252Farad%252Fcamping_subcetate.html%3B500%3B343)

[107][\[107\]\[http://www.google.ro/search?q=crack+propagation+fatigue&hl=ro&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ei=FR0hUuqiOsTctAbPs4DAAg&ved=0CacQ\\\_AUoATgK&biw=1280&bih=656#facrc=&imgdii=Rk7wfaaT\\\_IptIM%3A%3BuQpzNUZaDi6DSM%3BRk7wfaaT\\\_IptIM%3A&imgrc=Rk7wfaaT\\\_IptIM%3A%3Bb0DRuYH1tnKIIfM%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.gestech.net%252Fimages%252FMining%252520Screen%252Ffig%2525205.JPG%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.gestech.net%252Fore\\\_screen\\\_failure.htm%3B1280%3B960\]\(http://www.google.ro/search?q=crack+propagation+fatigue&hl=ro&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ei=FR0hUuqiOsTctAbPs4DAAg&ved=0CacQ\_AUoATgK&biw=1280&bih=656#facrc=&imgdii=Rk7wfaaT\_IptIM%3A%3BuQpzNUZaDi6DSM%3BRk7wfaaT\_IptIM%3A&imgrc=Rk7wfaaT\_IptIM%3A%3Bb0DRuYH1tnKIIfM%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.gestech.net%252Fimages%252FMining%252520Screen%252Ffig%2525205.JPG%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.gestech.net%252Fore\_screen\_failure.htm%3B1280%3B960\)](http://www.google.ro/search?q=crack+propagation+fatigue&hl=ro&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ei=FR0hUuqiOsTctAbPs4DAAg&ved=0CacQ_AUoATgK&biw=1280&bih=656#facrc=&imgdii=Rk7wfaaT_IptIM%3A%3BuQpzNUZaDi6DSM%3BRk7wfaaT_IptIM%3A&imgrc=Rk7wfaaT_IptIM%3A%3Bb0DRuYH1tnKIIfM%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.gestech.net%252Fimages%252FMining%252520Screen%252Ffig%2525205.JPG%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.gestech.net%252Fore_screen_failure.htm%3B1280%3B960)

[108][\[108\]\[http://www.google.ro/search?q=crack+propagation+steel+bridge+component&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ei=yx4hUrPGLoiMtAaMoICgDw&ved=0CacQ\\\_AUoAQ&biw=1280&bih=656#facrc=&imgdii=ARoqf2hRV\\\_CfzM%3A%3BqjN73X8DVvzREM%3BAROqf2hRV\\\_CfzM%3A&imgrc=ARoqf2hRV\\\_CfzM%3A%3BWf8HxvFo\\\_ZNTwM%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.scielo.br%252Fimg%252Frevistas%252Fsi%252Fv14n2%252Fa11fig03.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.scielo.br%252Fscielo.php%253Fpid%253DS0104-92242009000200011%2526script%253Dsci\\\_arttext%3B395%3B365\]\(http://www.google.ro/search?q=crack+propagation+steel+bridge+component&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ei=yx4hUrPGLoiMtAaMoICgDw&ved=0CacQ\_AUoAQ&biw=1280&bih=656#facrc=&imgdii=ARoqf2hRV\_CfzM%3A%3BqjN73X8DVvzREM%3BAROqf2hRV\_CfzM%3A&imgrc=ARoqf2hRV\_CfzM%3A%3BWf8HxvFo\_ZNTwM%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.scielo.br%252Fimg%252Frevistas%252Fsi%252Fv14n2%252Fa11fig03.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.scielo.br%252Fscielo.php%253Fpid%253DS0104-92242009000200011%2526script%253Dsci\_arttext%3B395%3B365\)](http://www.google.ro/search?q=crack+propagation+steel+bridge+component&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ei=yx4hUrPGLoiMtAaMoICgDw&ved=0CacQ_AUoAQ&biw=1280&bih=656#facrc=&imgdii=ARoqf2hRV_CfzM%3A%3BqjN73X8DVvzREM%3BAROqf2hRV_CfzM%3A&imgrc=ARoqf2hRV_CfzM%3A%3BWf8HxvFo_ZNTwM%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.scielo.br%252Fimg%252Frevistas%252Fsi%252Fv14n2%252Fa11fig03.jpg%3Bhttp%253A%252F%252Fwww.scielo.br%252Fscielo.php%253Fpid%253DS0104-92242009000200011%2526script%253Dsci_arttext%3B395%3B365)

# ANEXE

## Anexa A

### 1. Eforturi în bara cu ochi

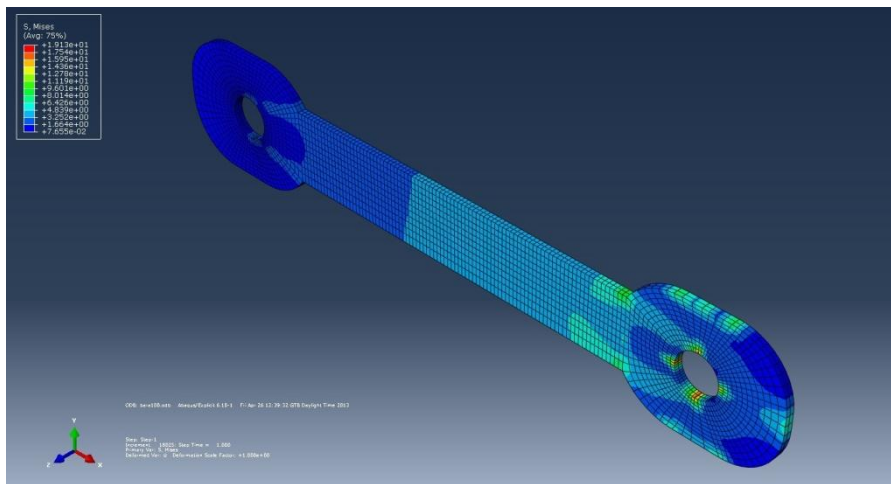


Figura 1. Efort maxim în bara cu ochi forța 100 kN

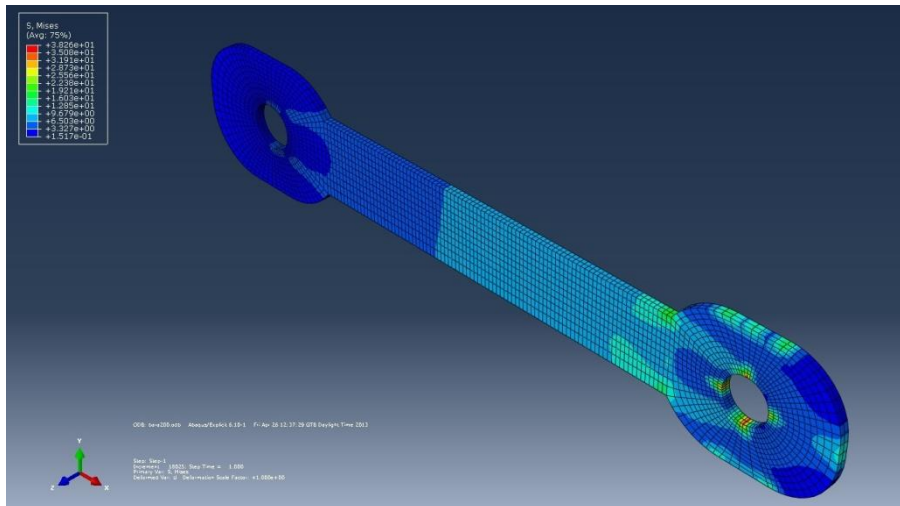


Figura 2. Efort maxim în bara cu ochi forța 200 kN



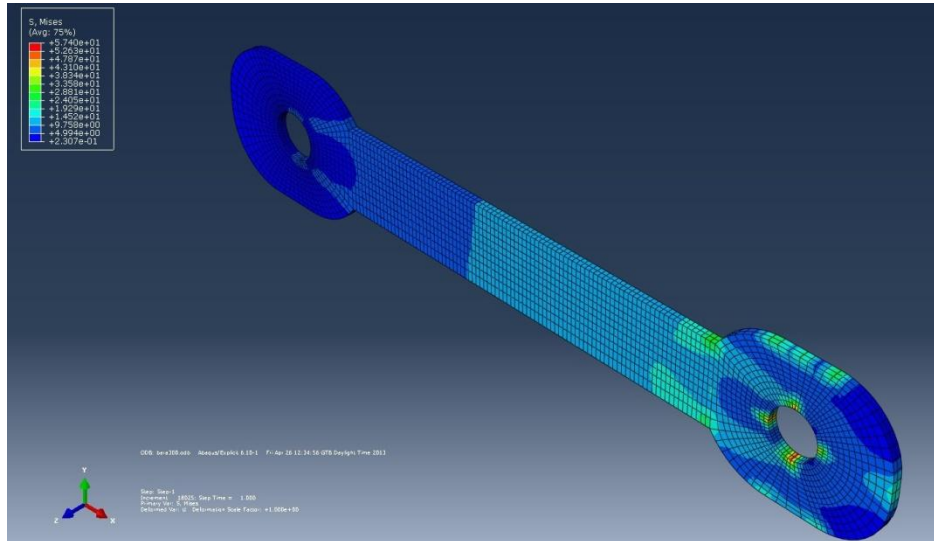


Figura 3. Efort maxim în bara cu ochi forța 300 kN

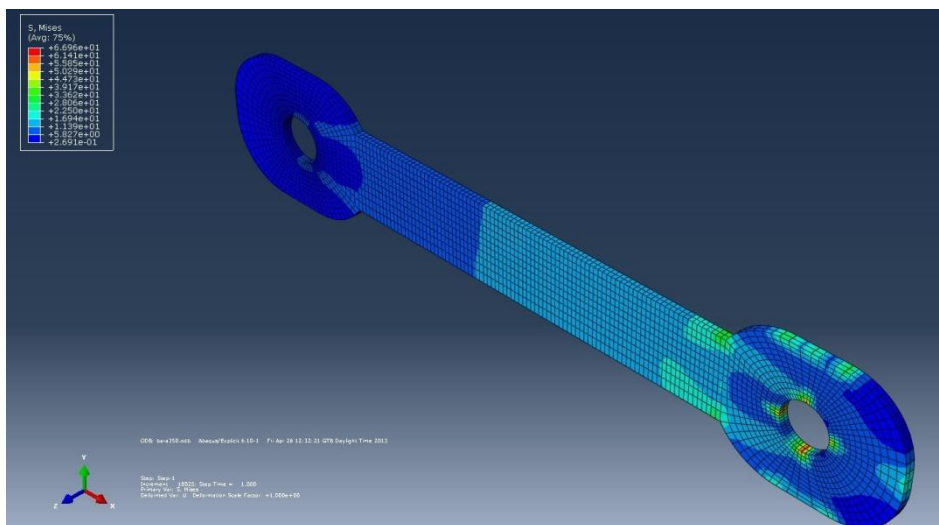


Figura 4. Efort maxim în bara cu ochi forța 350 kN

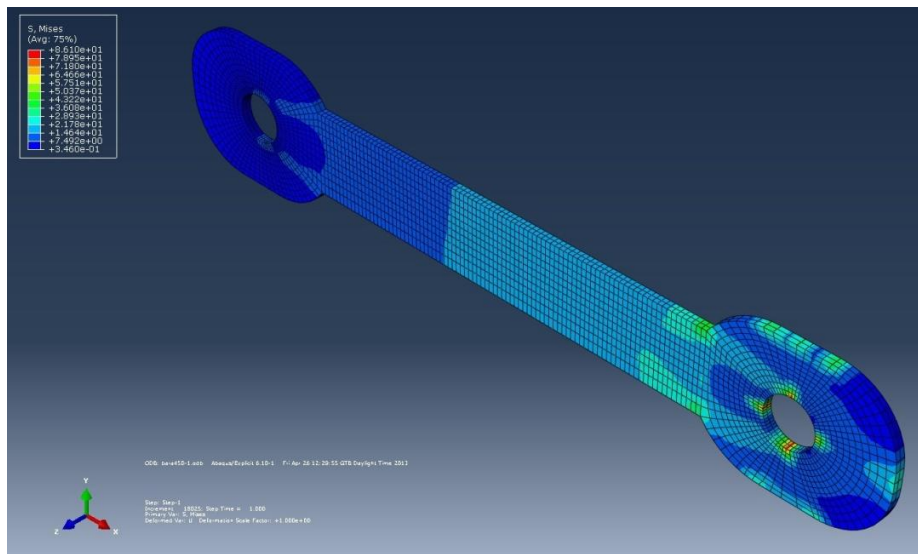


Figura 5. Efort maxim în bara cu ochi forța 450 KN

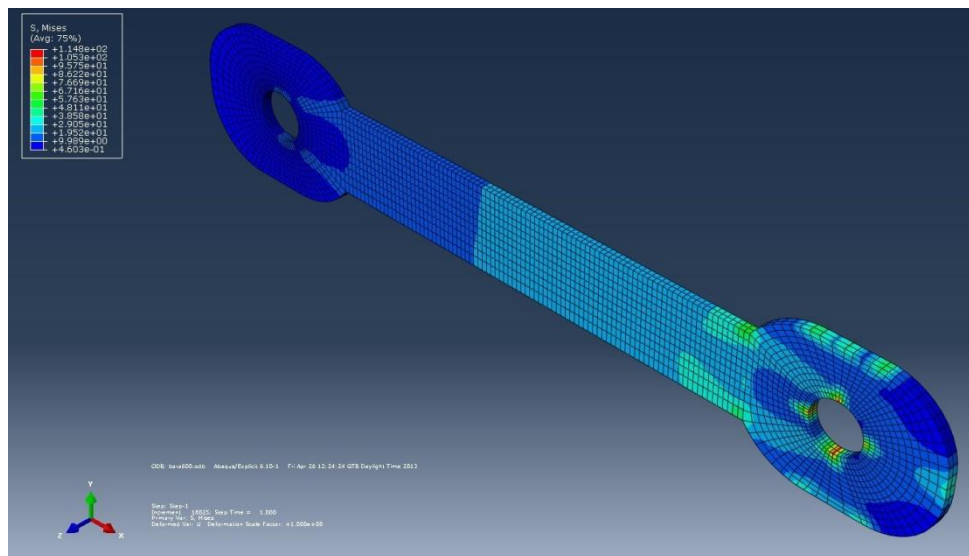


Figura 7. Efort maxim în bara cu ochi forța 600 KN

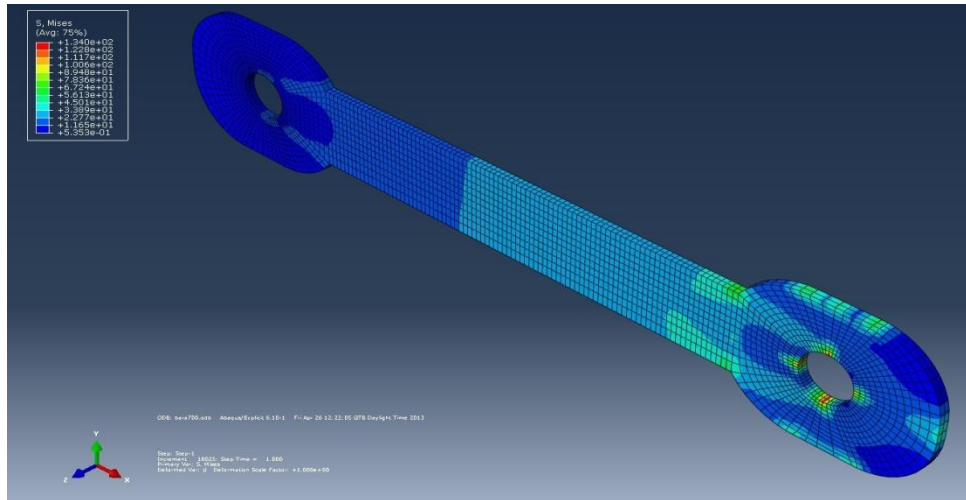


Figura 8. Efort maxim în bara cu ochi forța 700 KN

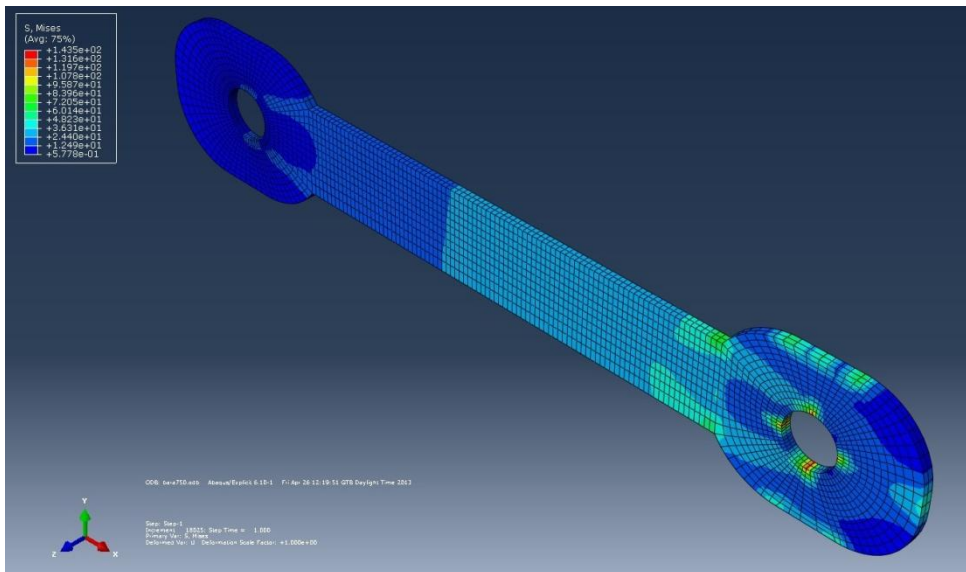


Figura 9. Efort maxim în bara cu ochi forța 750 KN

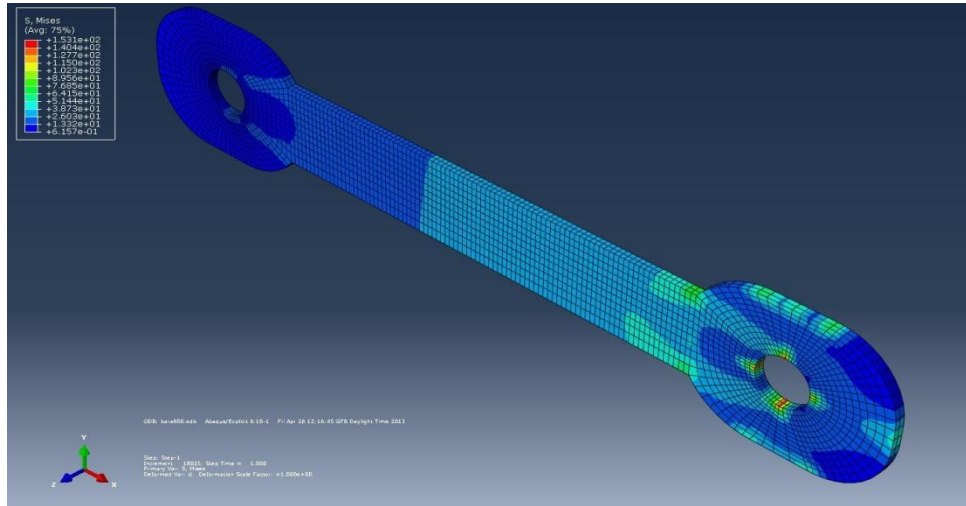


Figura 10. Efort maxim în bara cu ochi forța 800 KN

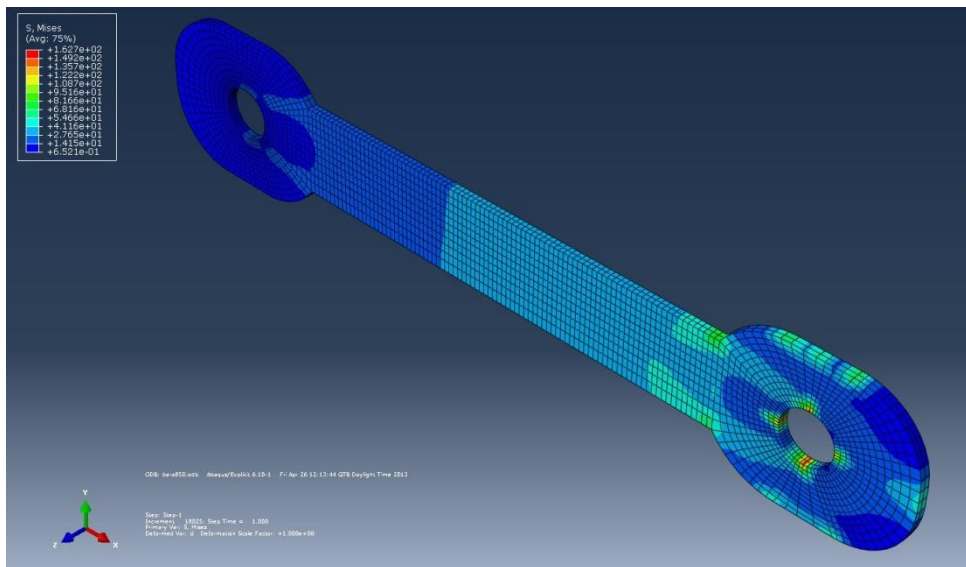


Figura 11. Efort maxim în bara cu ochi forța 850 KN

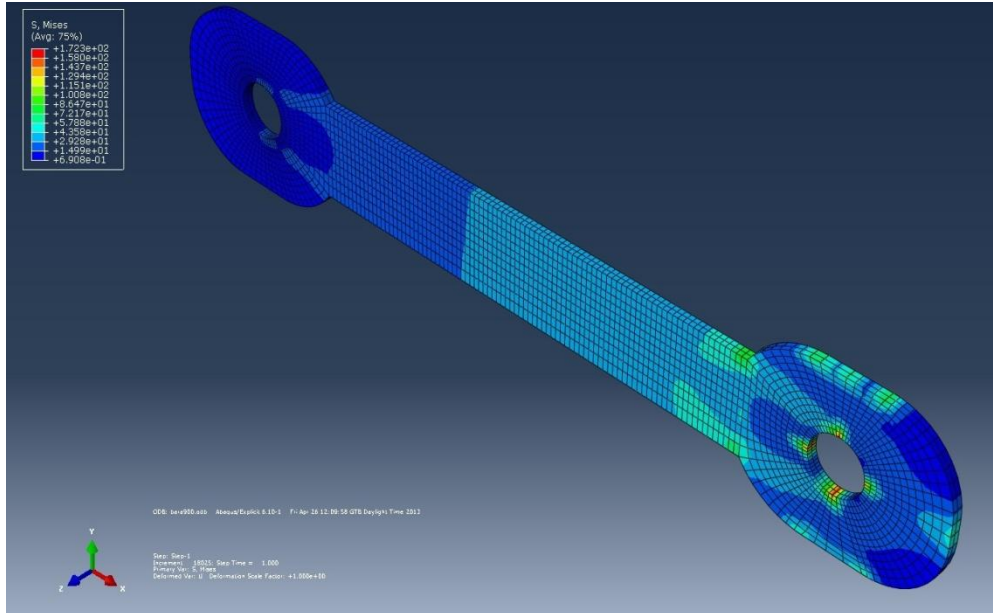


Figura 12. Efort maxim în bara cu ochi forța 900 kN

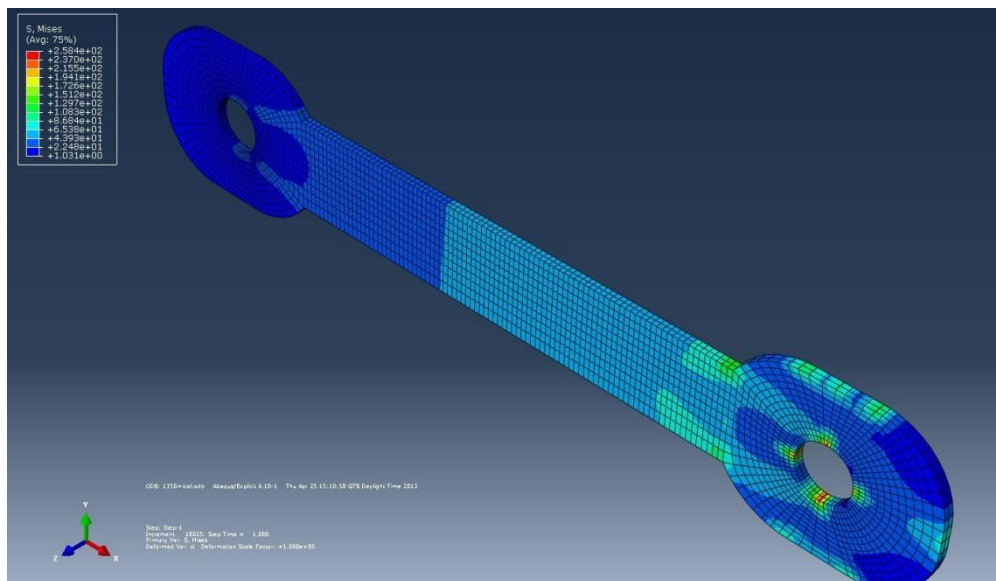


Figura 13. Efort maxim în bara cu ochi forța 1350 kN

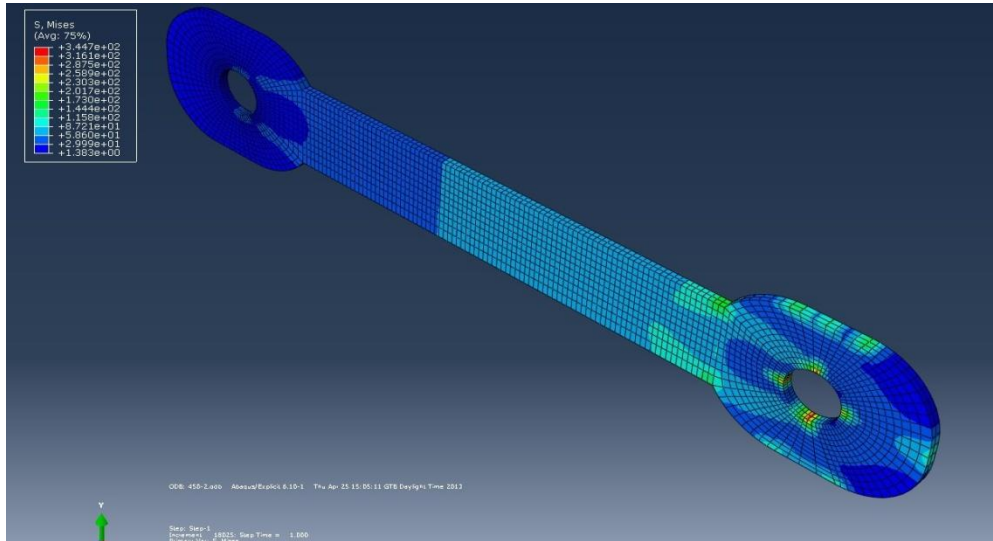


Figura 14. Efort maxim în bara cu ochi forța 1500 KN

**2. Eforturi în bara cu ochi fără coroziune cu o fisură în dreptul boltului.**

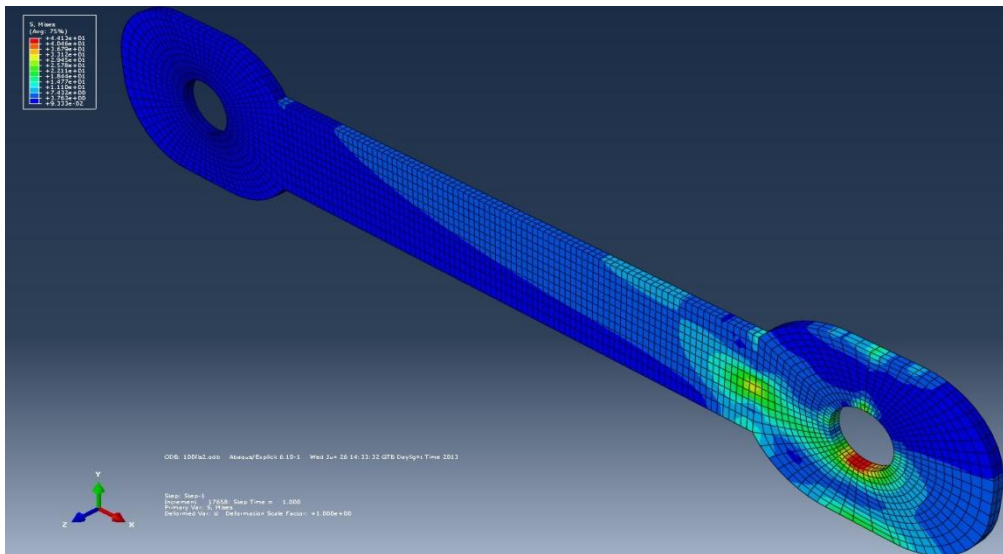


Figura 15. Efort în bara cu ochi forța 100 KN

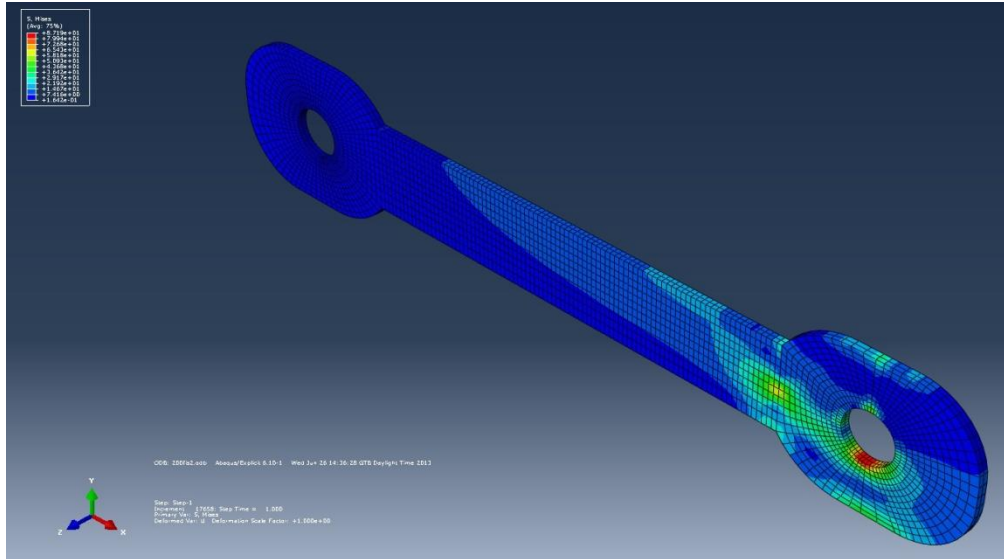


Figura 16. Efort în bara cu ochi forța 200 KN

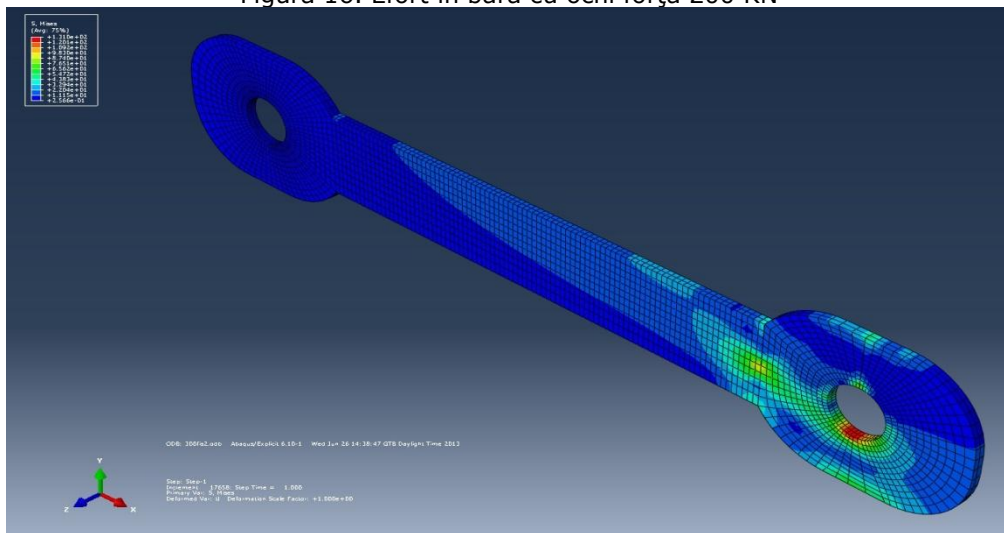


Figura 17. Efort în bara cu ochi forța 300 KN

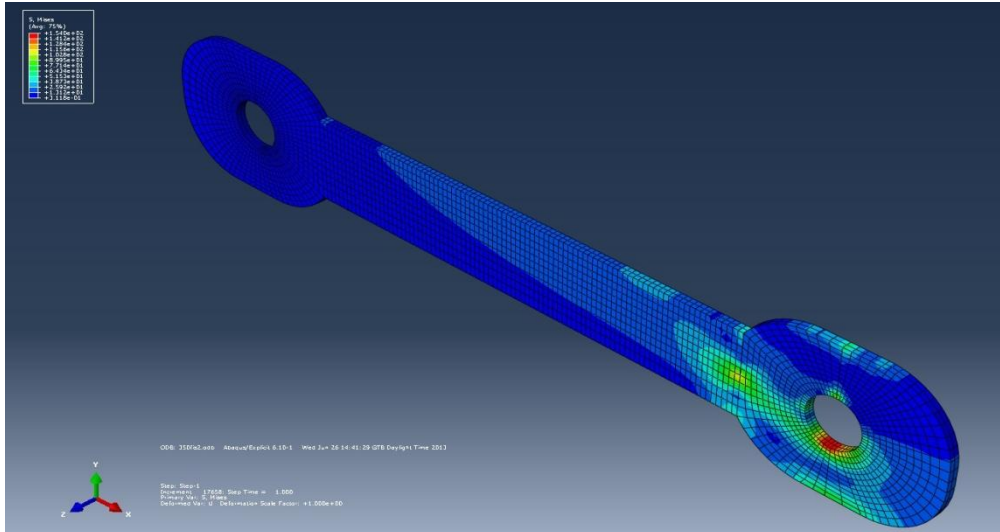


Figura 18. Efort în bara cu ochi forța 350 kN

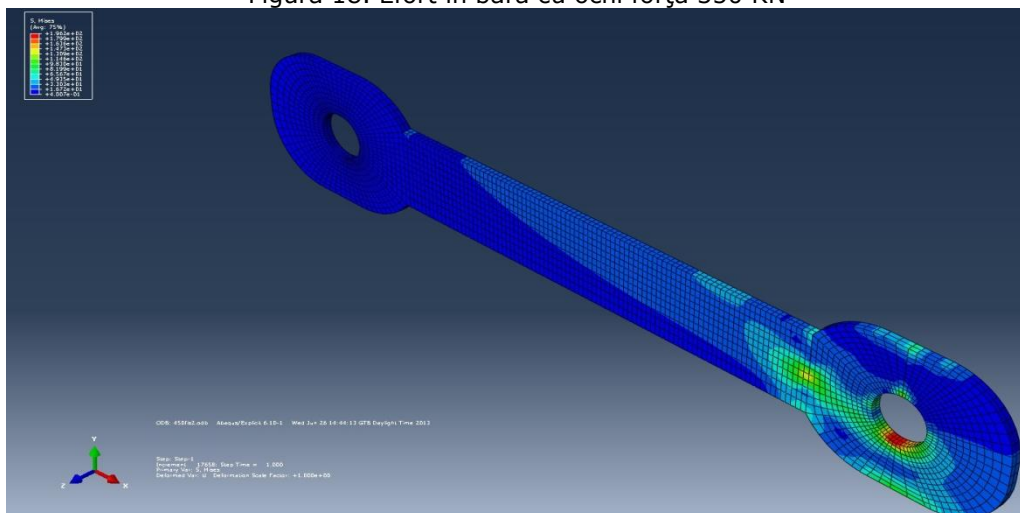


Figura 19. Efort în bara cu ochi forța 450 kN



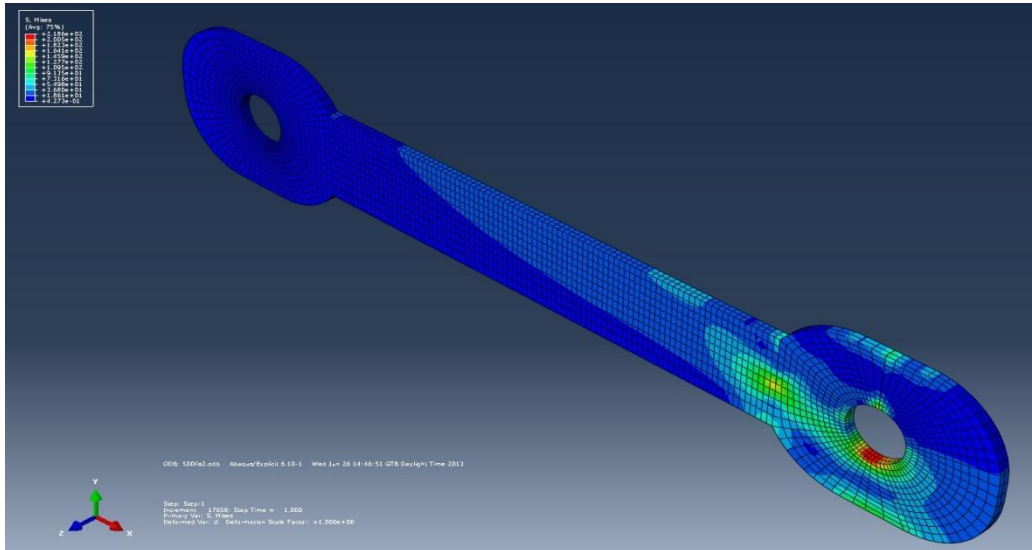


Figura 20. Efort în bara cu ochi forța 500 kN

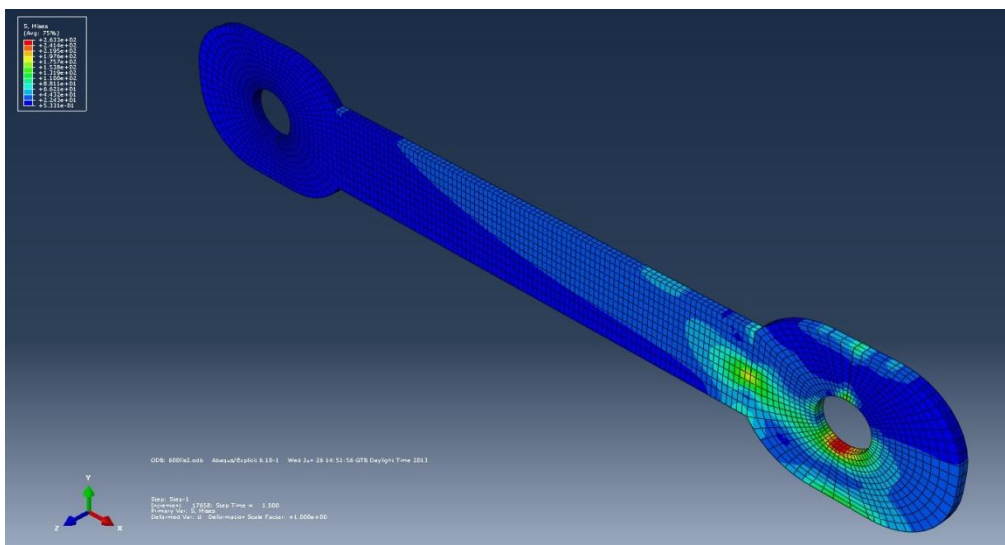


Figura 21. Efort în bara cu ochi forța 600 kN

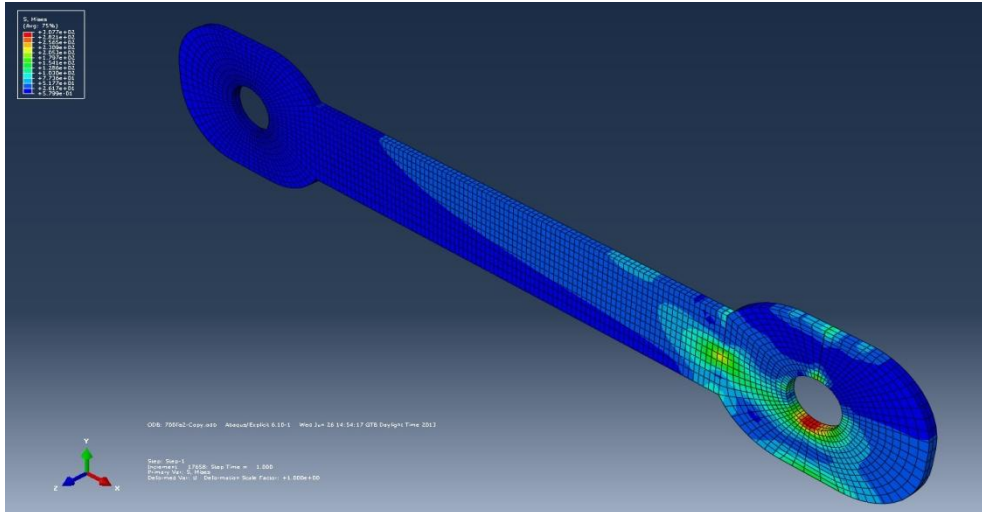


Figura 22. Efort în bara cu ochi forța 700 kN

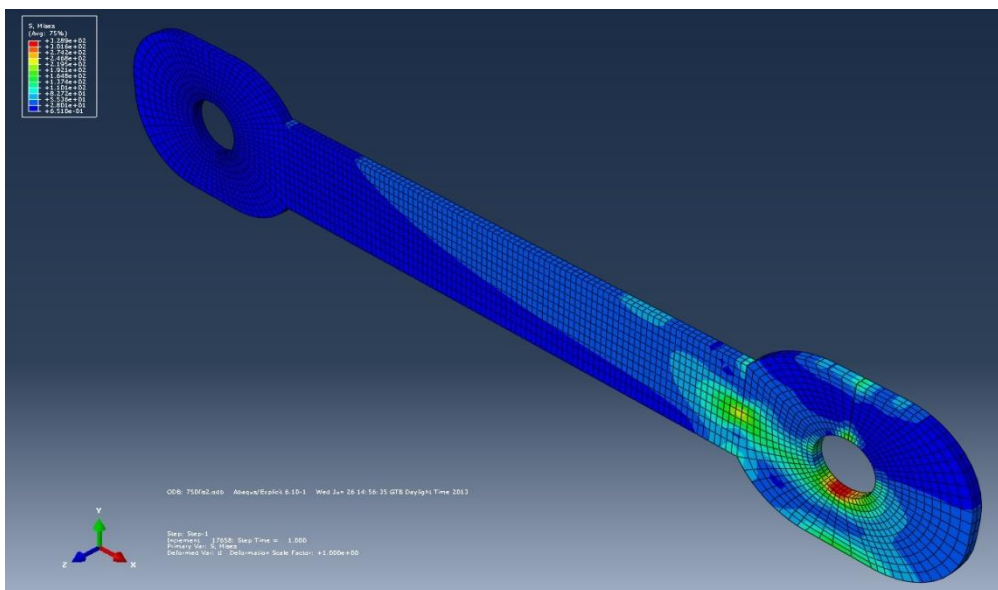


Figura 23. Efort în bara cu ochi forța 750 kN

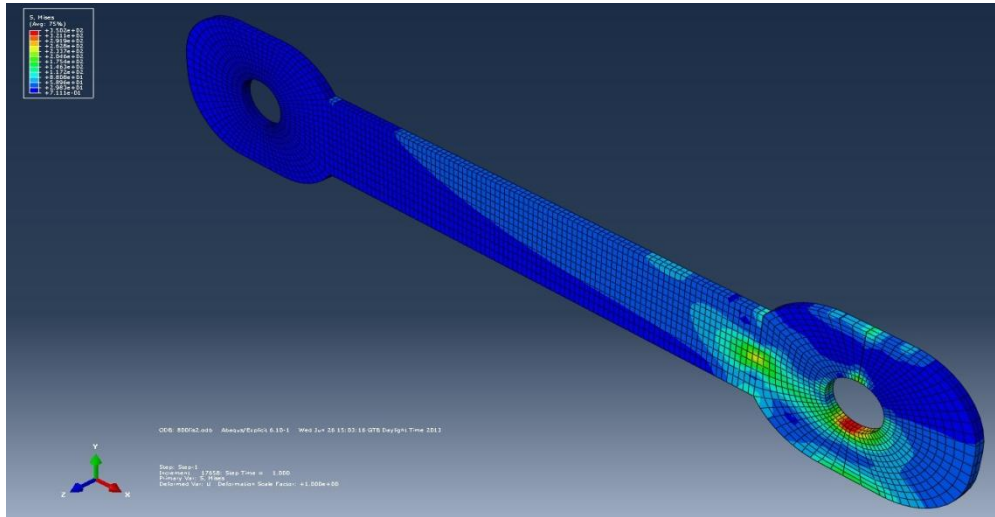


Figura 24. Efort în bara cu ochi forța 800 kN

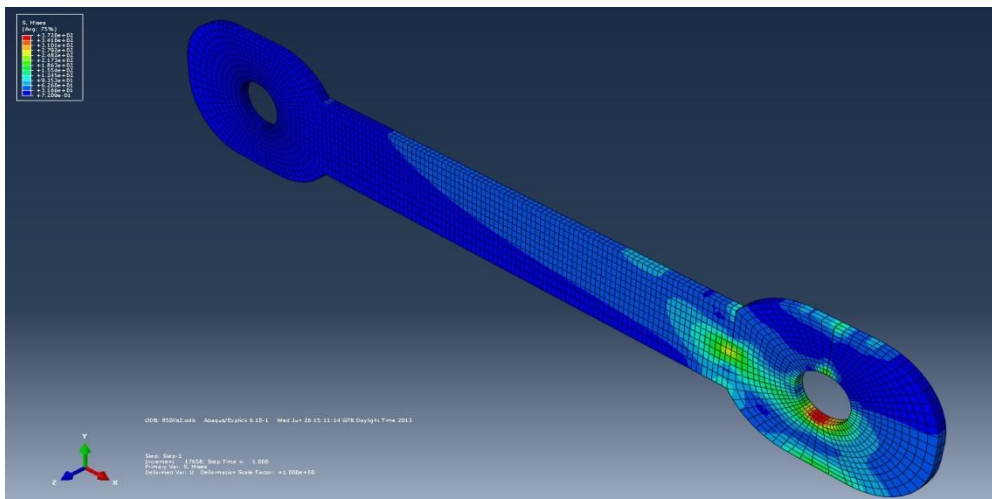
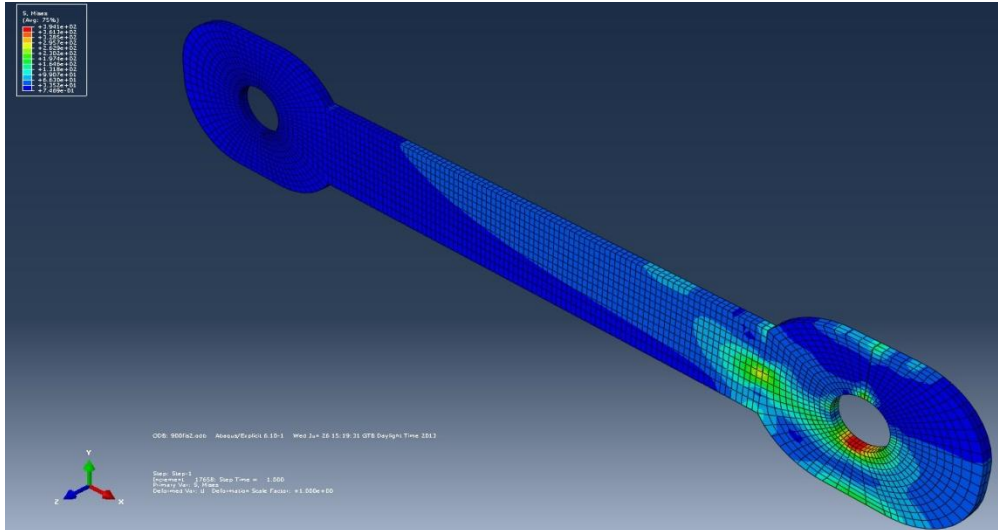


Figura 25. Efort în bara cu ochi forța 850 kN



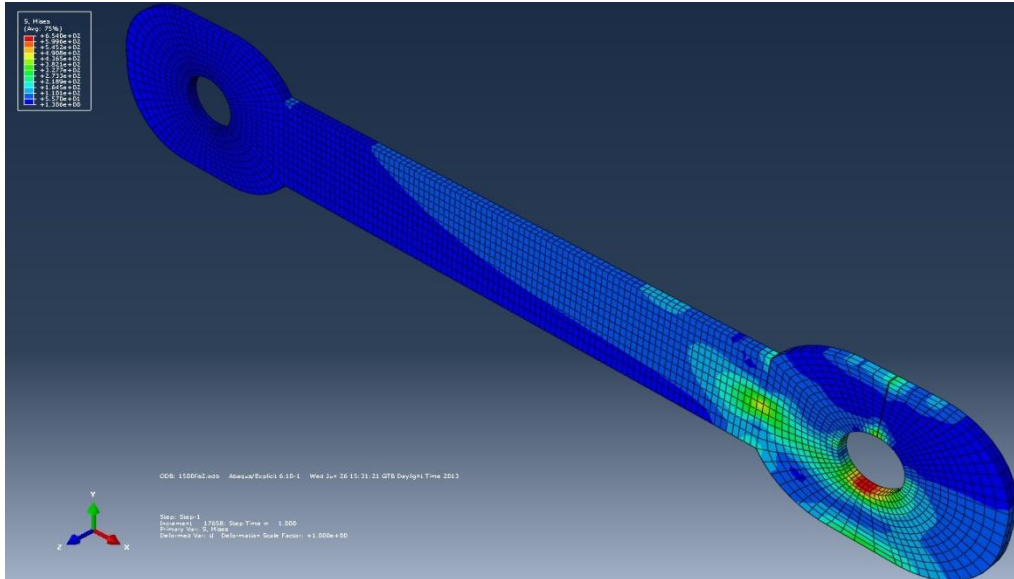


Figura 28. Efort în bara cu ochi forța 1500 KN

### 3. Eforturi în bara cu ochi cu o fisură la schimbarea formei

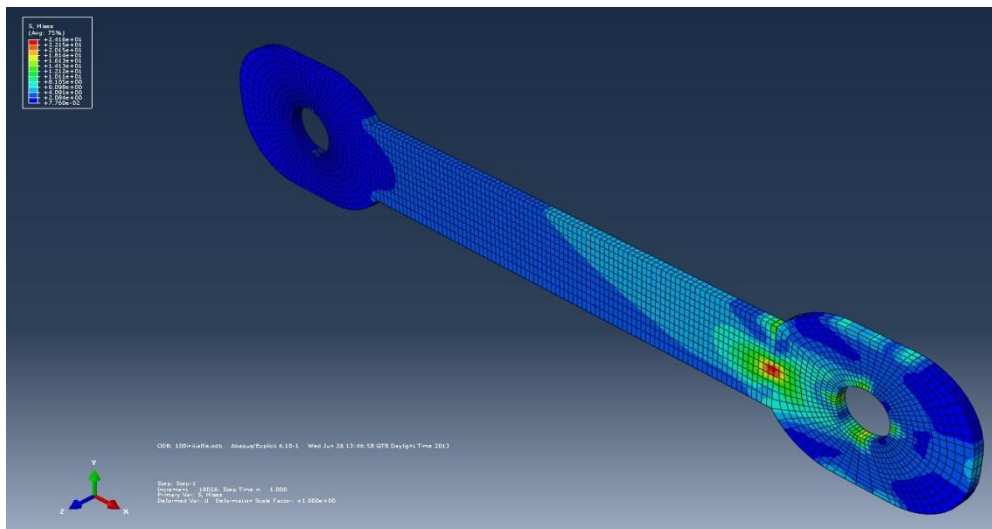


Figura 29. Efort în bara cu ochi forța 100 KN

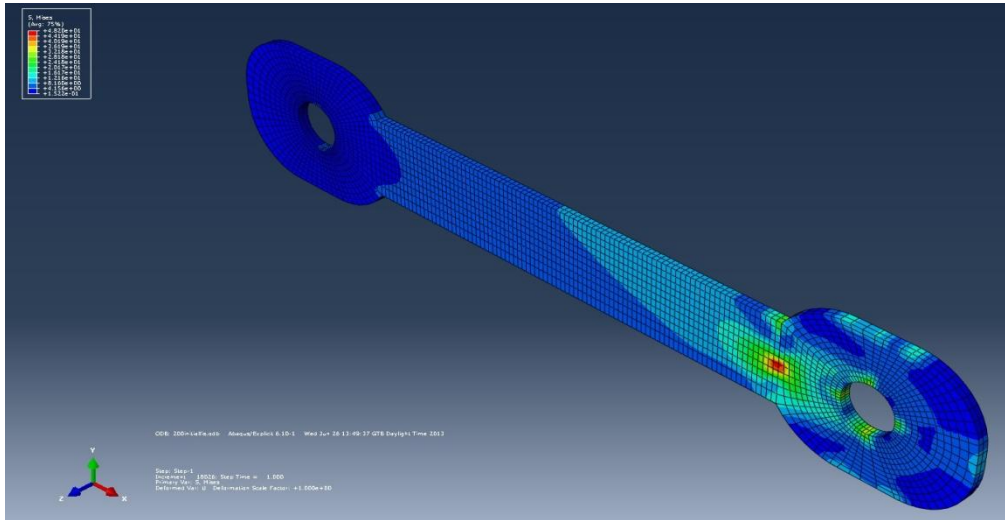


Figura 30. Efort în bara cu ochi forța 200 kN

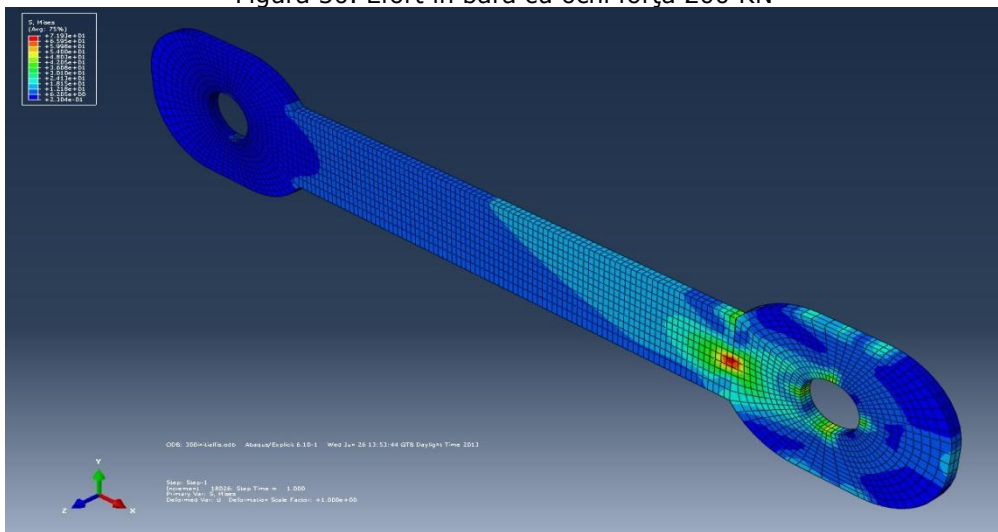


Figura 31. Efort în bara cu ochi forța 300 kN

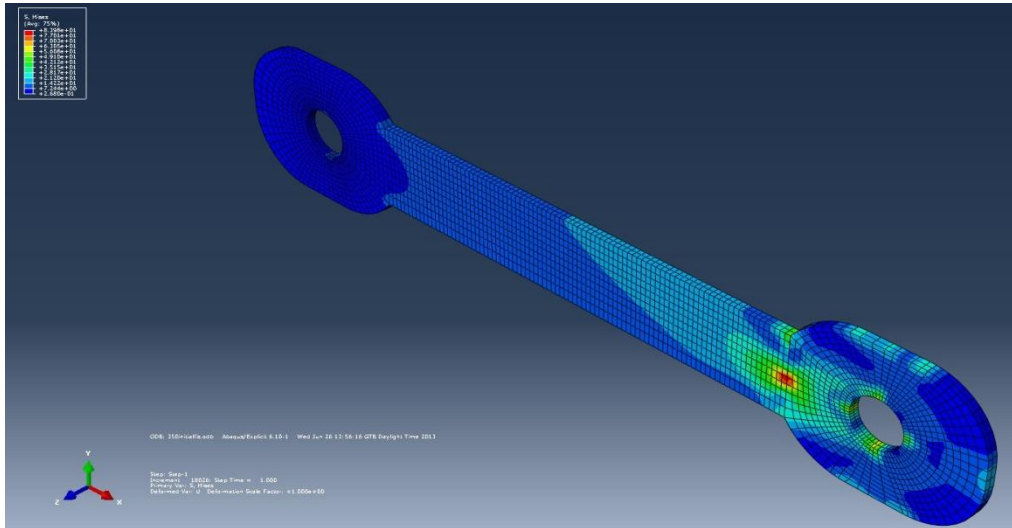


Figura 32. Efort în bara cu ochi forța 350 KN

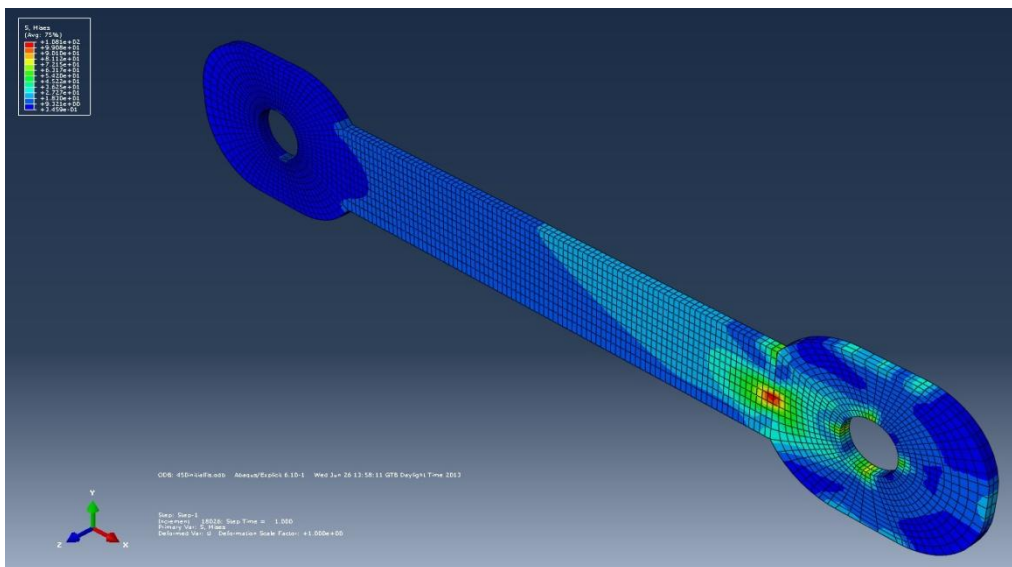


Figura 33. Efort în bara cu ochi forța 450 KN

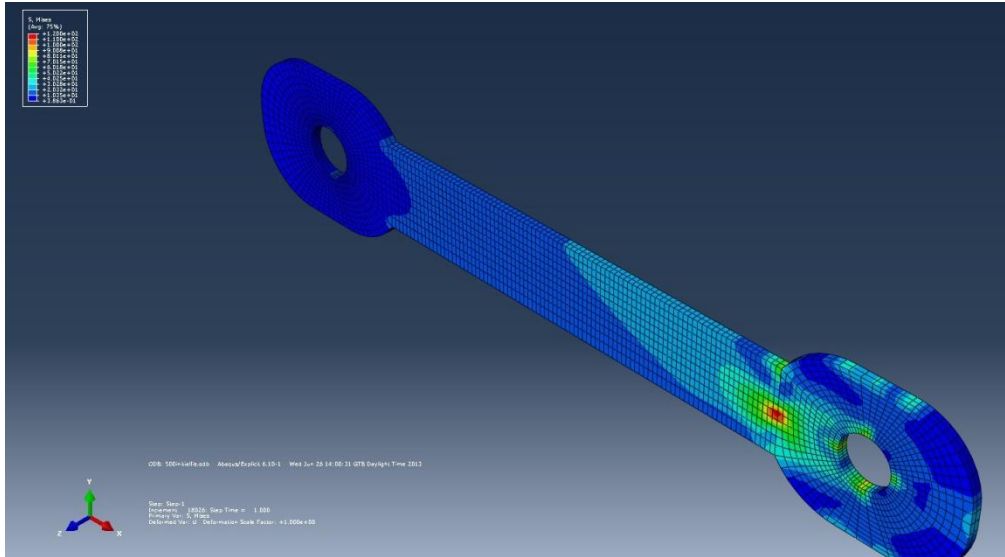


Figura 34. Efort în bara cu ochi forța 500 KN

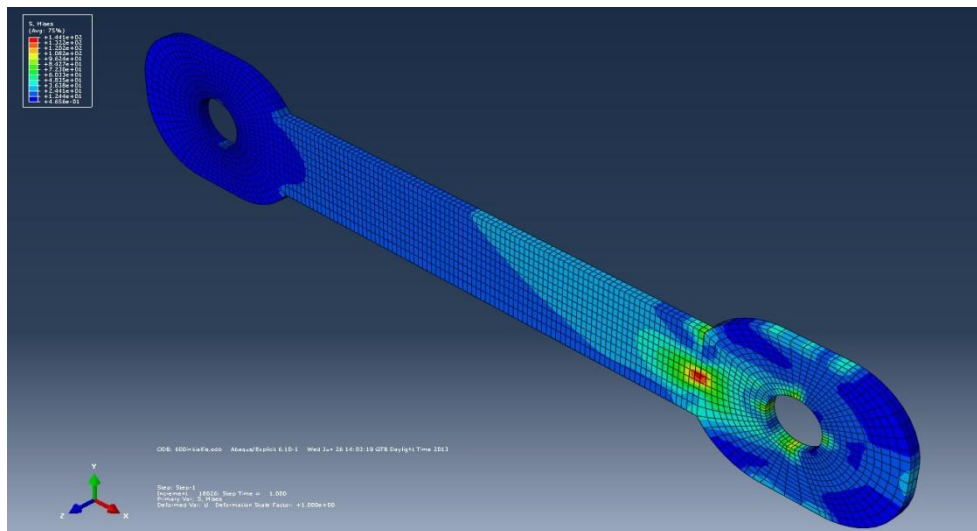


Figura 35. Efort în bara cu ochi forța 600 KN



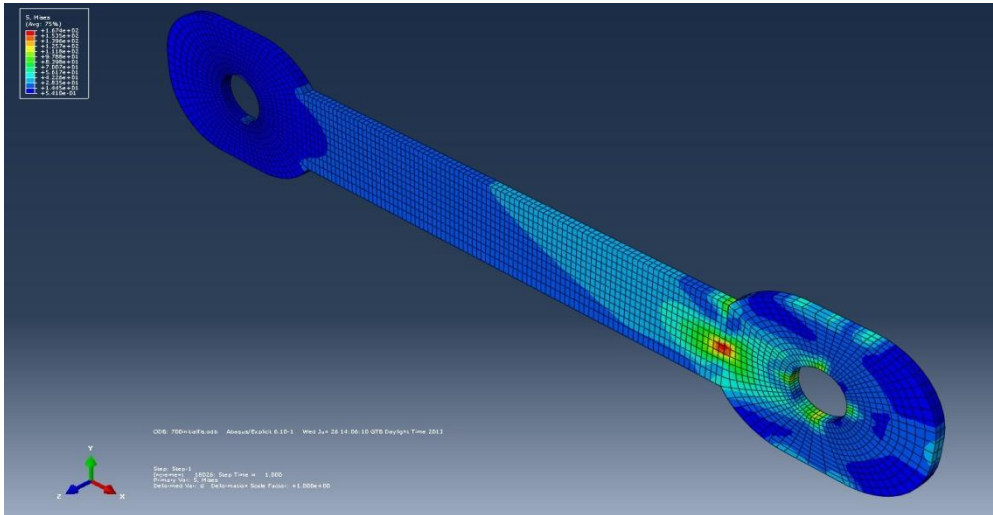


Figura 36. Efort în bara cu ochi forța 700 KN

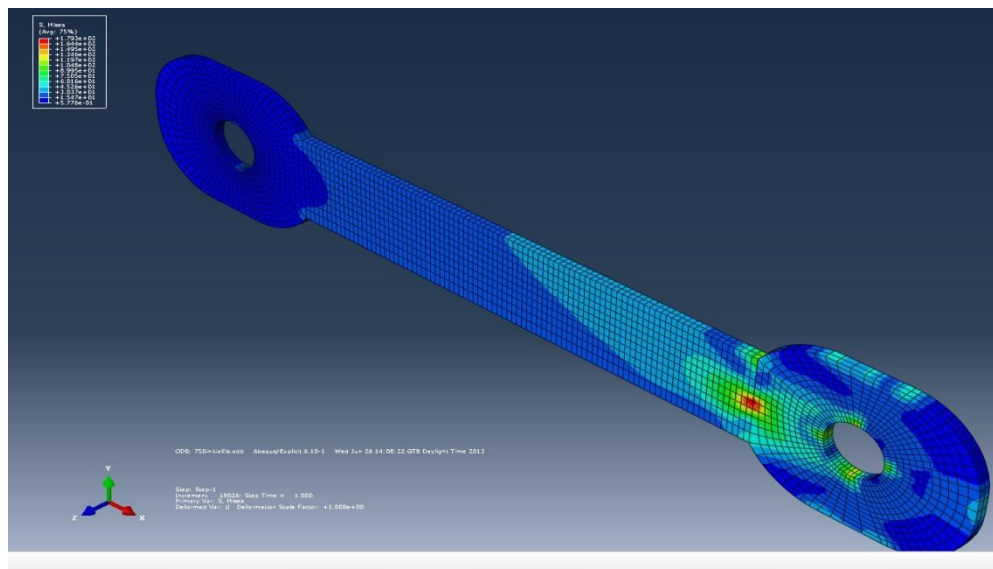


Figura 37. Efort în bara cu ochi forța 750 KN

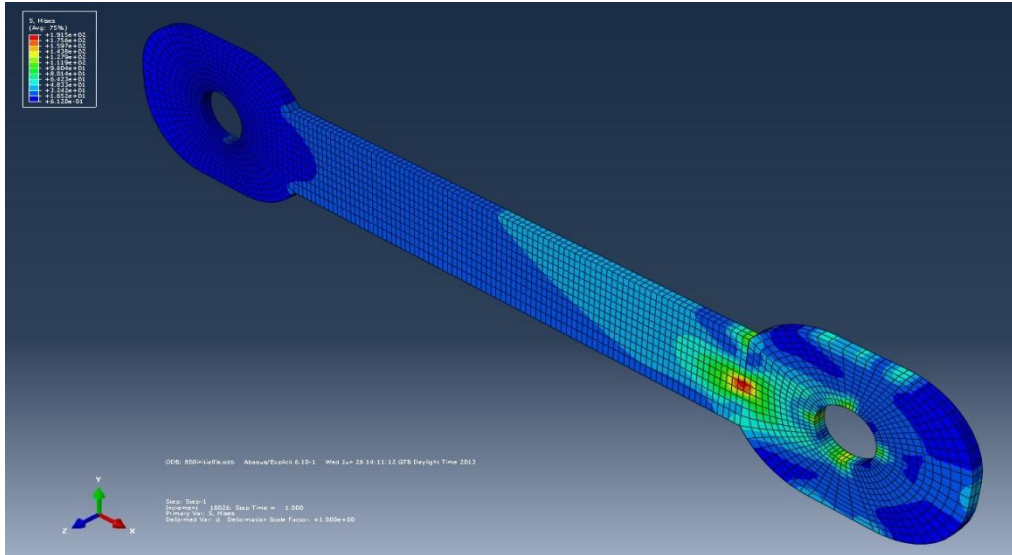


Figura 38. Efort în bara cu ochi forța 800 KN

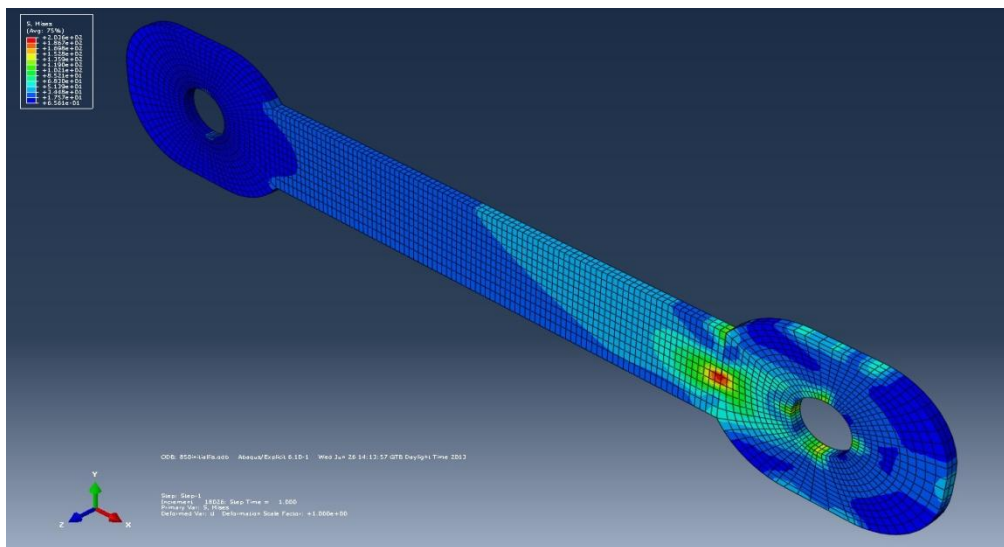


Figura 39. Efort în bara cu ochi forța 850 KN

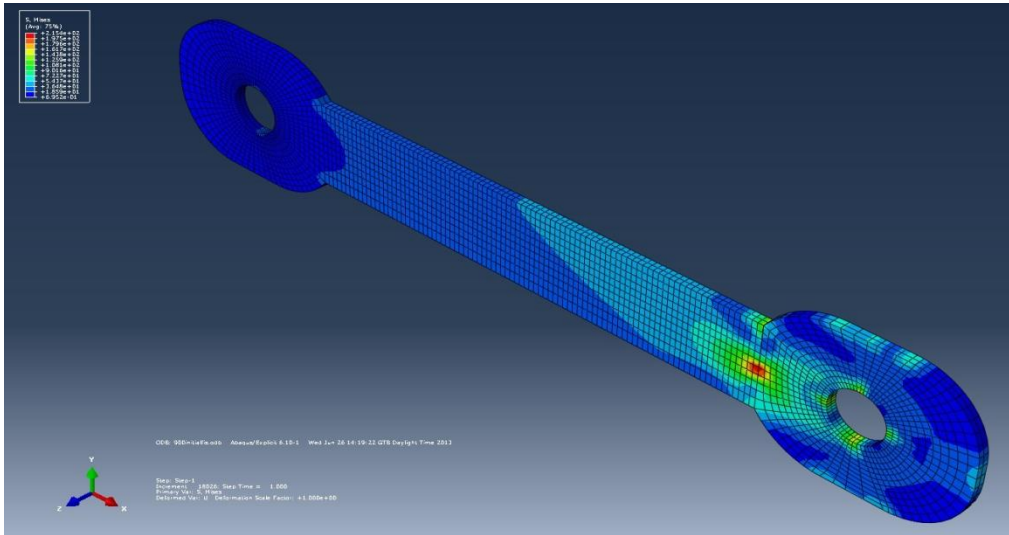


Figura 40. Efort în bara cu ochi forța 900 KN

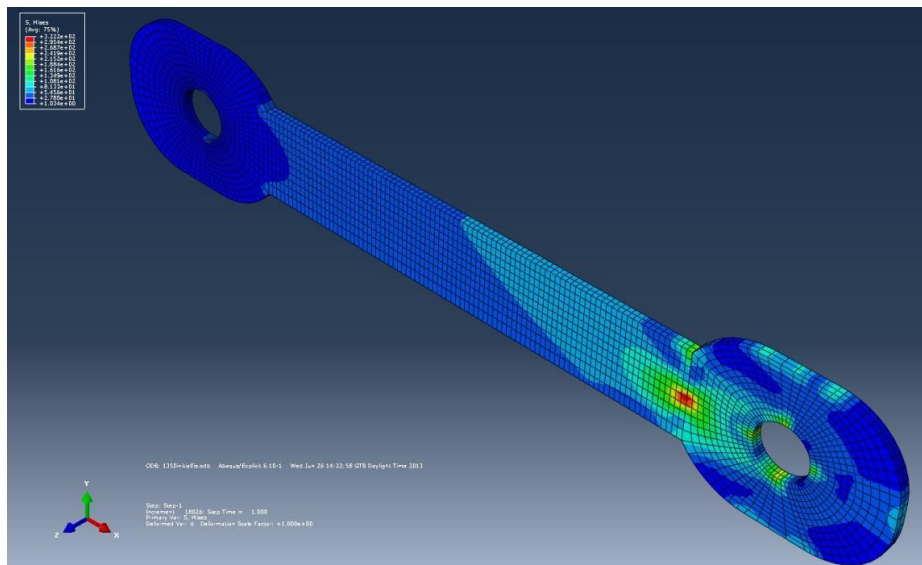


Figura 41. Efort în bara cu ochi forța 1350 KN

#### 4. Eforturi în bara cu ochi afectată de coroziune

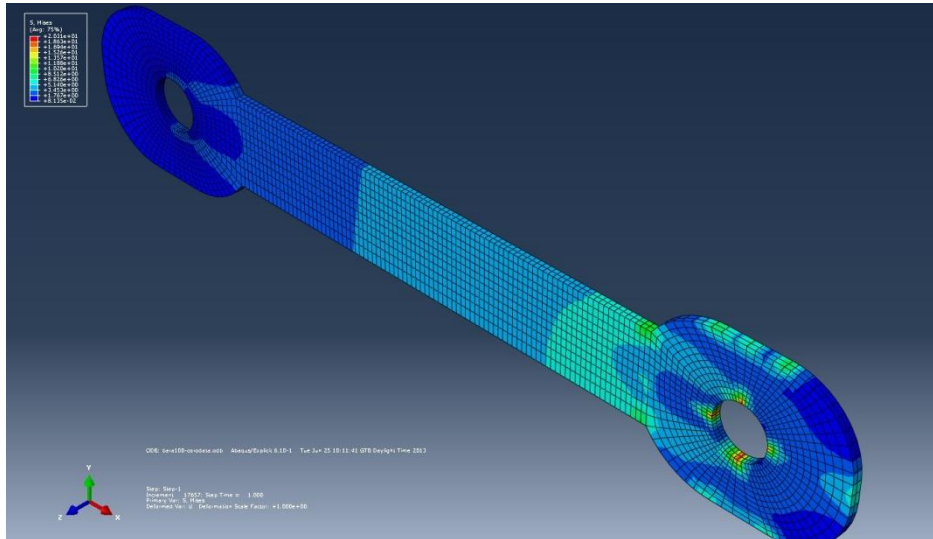


Figura 42. Efort maxim în bara cu ochi forța 100 KN

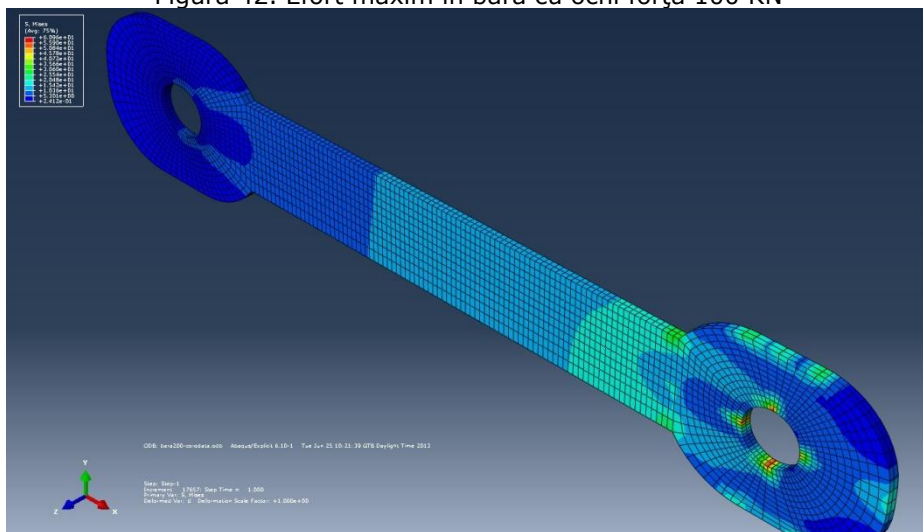


Figura 43. Efort maxim în bara cu ochi forța 200 KN

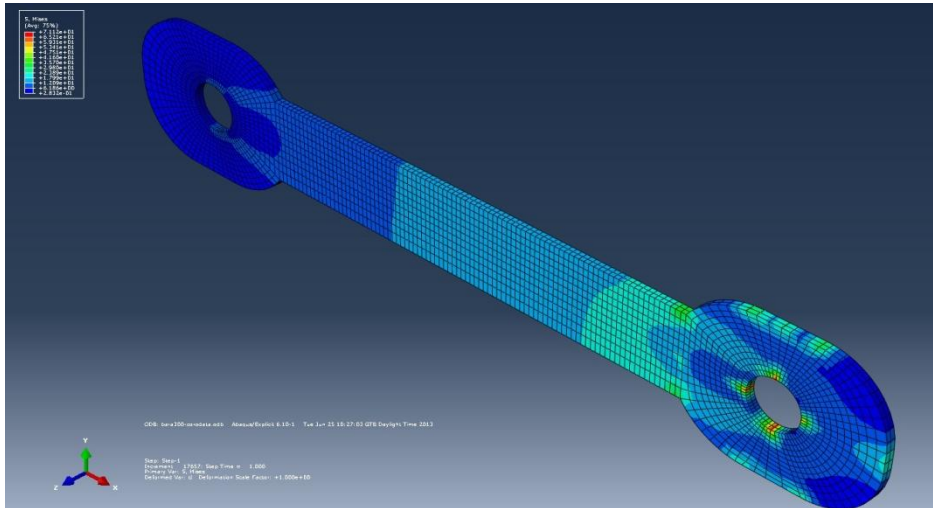


Figura 44. Efort maxim în bara cu ochi forța 300 KN

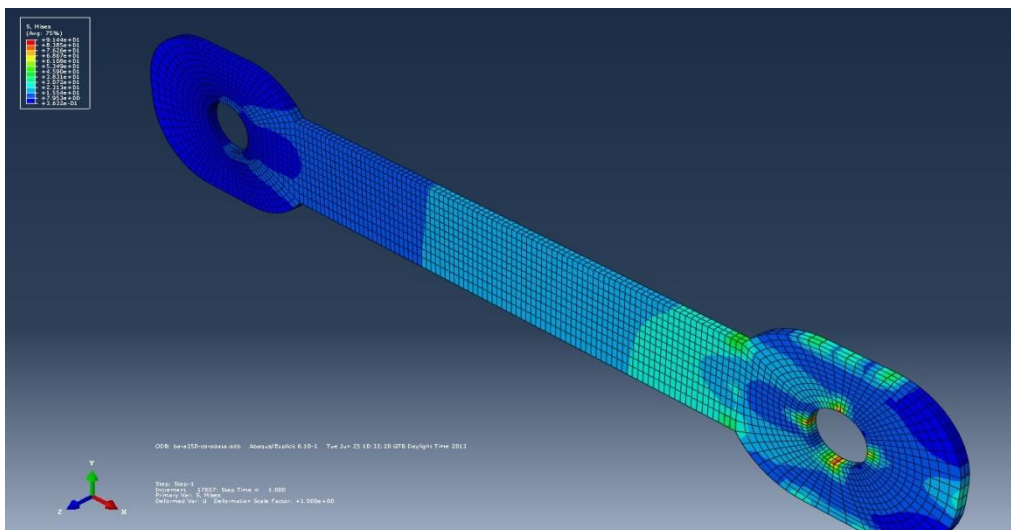


Figura 45. Efort maxim în bara cu ochi forța 350 KN

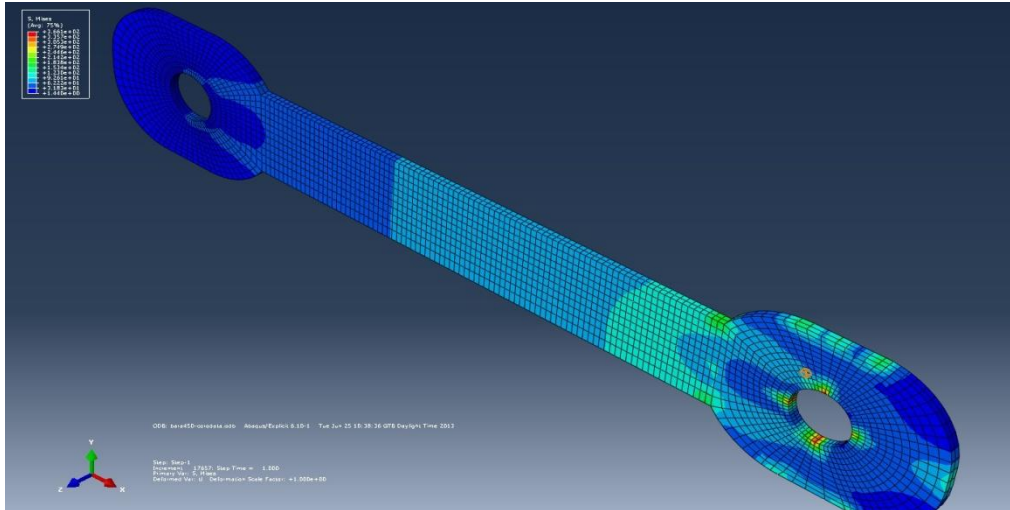


Figura 46. Efort maxim în bara cu ochi forța 450 KN

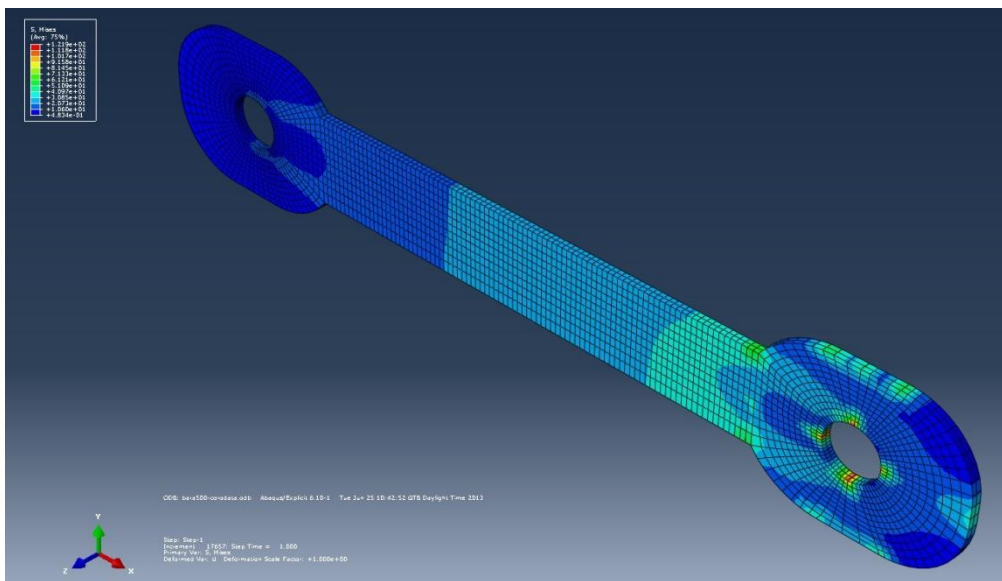


Figura 47. Efort maxim în bara cu ochi forța 500 KN

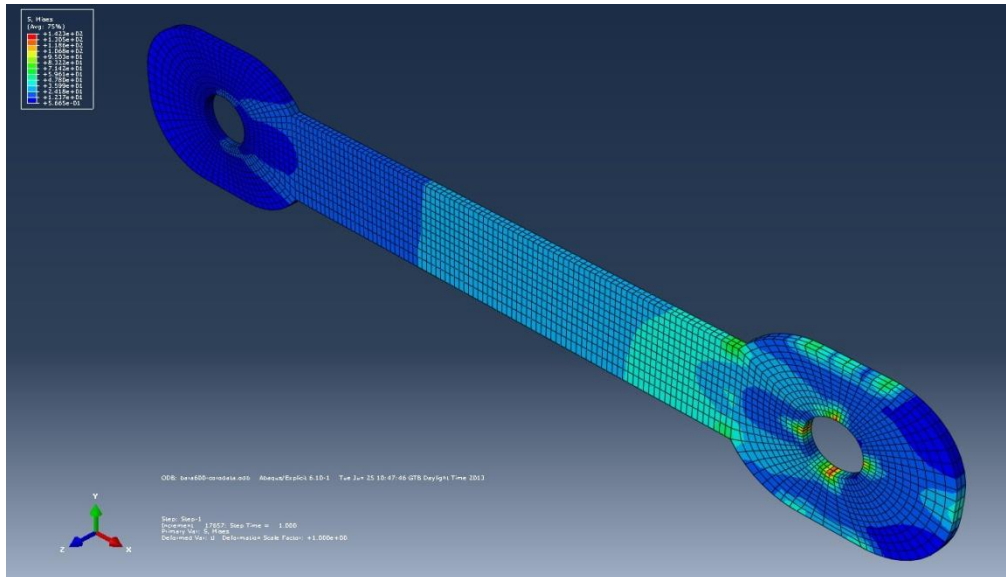


Figura 48. Efort maxim în bara cu ochi forța 600 kN

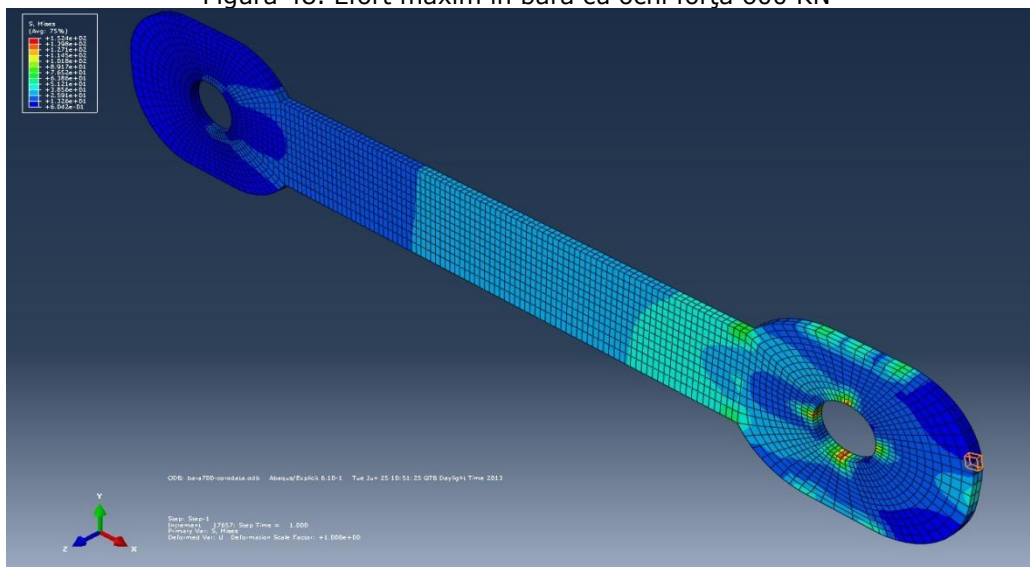


Figura 49. Efort maxim în bara cu ochi forța 700 kN

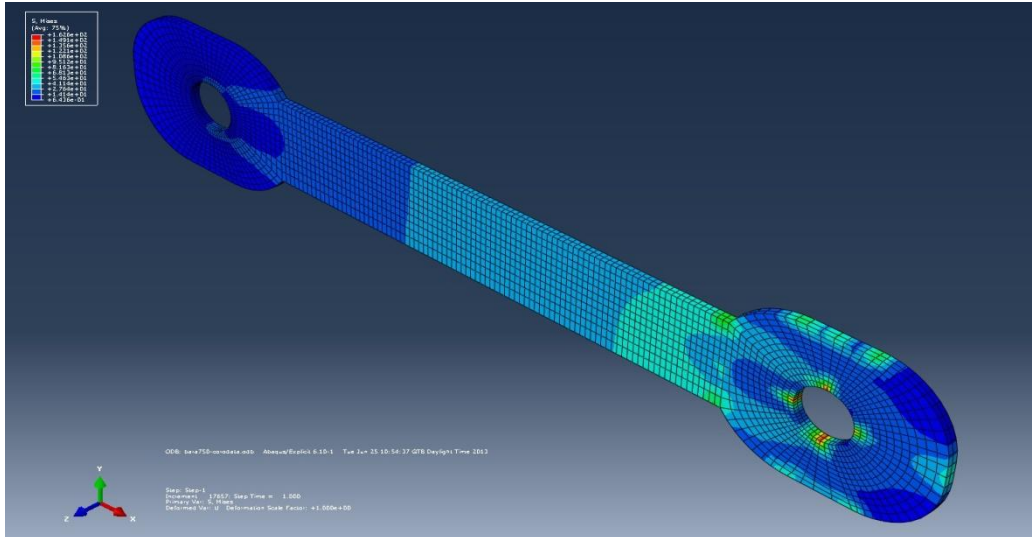


Figura 50. Efort maxim în bara cu ochi forța 750 kN

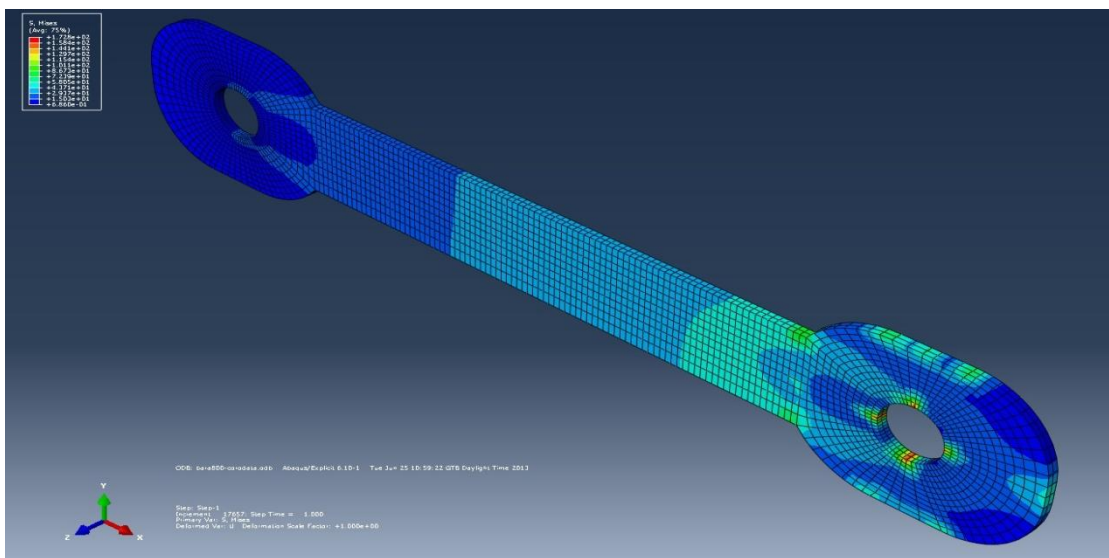


Figura 51. Efort maxim în bara cu ochi forța 800 kN



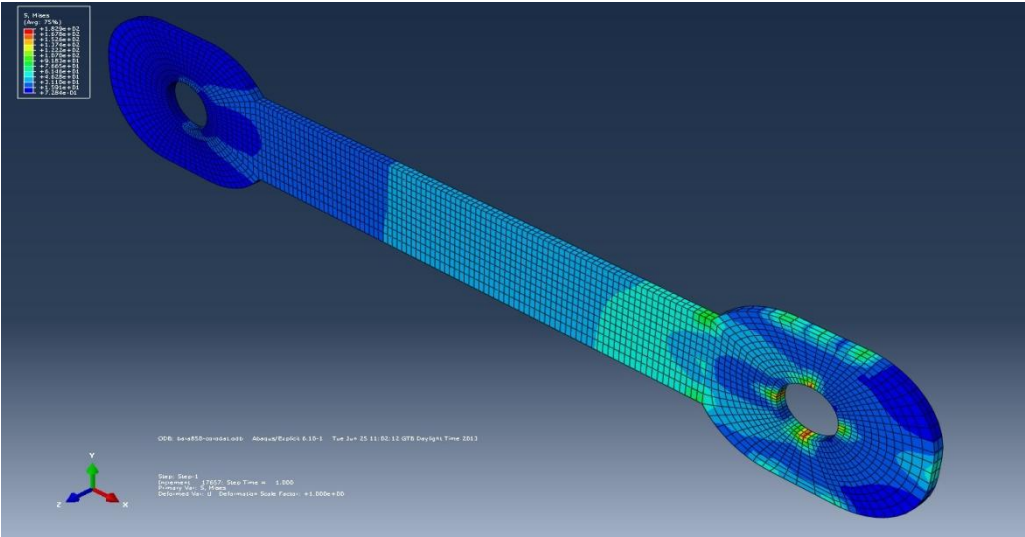


Figura 52. Efort maxim în bara cu ochi forța 850 KN

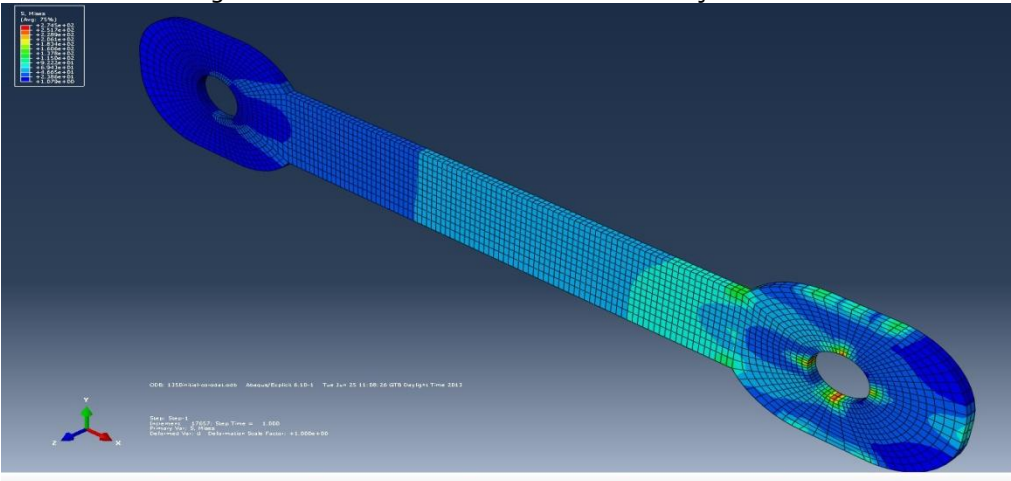


Figura 53. Efort maxim în bara cu ochi forța 900 KN

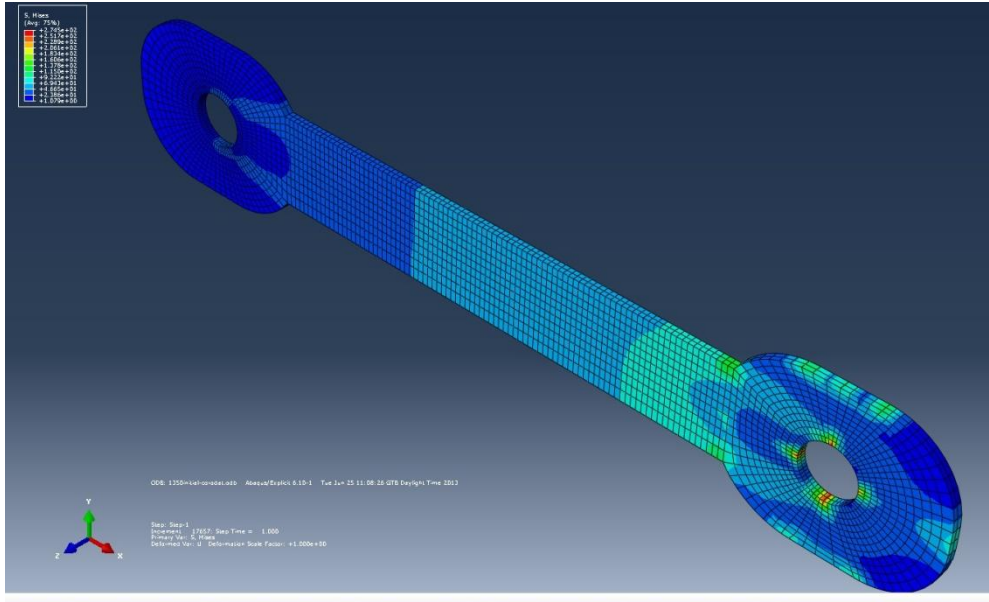


























































Figura 54. Efort maxim în bara cu ochi forța 1350 KN

















## Anexa B







Poduri importante cu console și articulații în lume

Cele mai importante poduri pe grinzi cu console și articulații din lume					
Poza	Nr.	Nume	Locatie	Deschiderea centrala in metri	Construit
	1	<a href="#">Pont de Québec</a> (present)	 Quebec, Canada	549	1917
	2	<a href="#">Forth Bridge (railway)</a>	 Edinburgh/Fife, Scotland, United Kingdom	521	1890
	3	<a href="#">Minato Bridge</a>	 Osaka, Japan	510	1973
	4	<a href="#">Commodore Barry Bridge</a>	 Chester, Pennsylvania and Bridgeport, New Jersey, United States	501	1974
	5	<a href="#">Crescent City Connection</a>	 New Orleans, Louisiana, United States	480	1958 (eastbound)
	7	<a href="#">Veterans Memorial Bridge</a>	 Louisiana, United States	445	1995
	8	<a href="#">San Francisco – Oakland Bay Bridge (East Bay Span)</a>	 San Francisco, California, United States	427	1936
	9	<a href="#">Horace Wilkinson Bridge</a>	 Baton Rouge, Louisiana, United States	376	1968

	10	<a href="#">Tappan Zee Bridge</a>	 Tarrytown, New York, United States	369	1955
	11	<a href="#">Lewis and Clark Bridge</a>	 Longview, Washington, United States	366	1930
	12	<a href="#">Queensboro Bridge</a>	 New York, New York, United States	360	1909
	13	<a href="#">Bridge of the Americas</a>	 Panama City, Panama	344	1962
	14	<a href="#">Carquinez Bridge</a>	 Vallejo, California, United States	335	1927 (southbound), demolished in 2007 1930 (northbound)
	15	<a href="#">Ironworkers Memorial Second Narrows Crossing</a>	 Vancouver, British Columbia, Canada	335	1961
	16	<a href="#">Jacques Cartier Bridge</a>	 Montreal, Quebec, Canada	334	1930
	17	<a href="#">Hart Bridge</a>	 Jacksonville, Florida, United States	332	1967
	18	<a href="#">Richmond-San Rafael Bridge</a>	 Richmond, California, United States	326	1956
	19	<a href="#">Newburgh-Beacon Bridge</a>	 Newburgh, New York, United States	305	1963 (westbound)
	20	<a href="#">Raftsund Bridge</a>	 Vesterålen, Norway	298	1998

	21	<a href="#">Sundøy Bridge</a>	 Nordland, Norway	298	2003
	22	<a href="#">Martin Luther King Bridge</a>	 St. Louis, Missouri, United States	294	1950
	23	<a href="#">Story Bridge</a>	 Brisbane, Queensland, Australia	282	1940
	24	<a href="#">Caruthersville Bridge</a>	 Caruthersville, Missouri, United States	280	1975
	25	<a href="#">Carl Perkins Bridge</a>	 Portsmouth, Ohio, United States	274	1987
	26	<a href="#">Blue Water Bridge</a>	 Port Huron, Michigan, United States/Sarnia, Ontario, Canada	265	1938
	27	<a href="#">Vicksburg Bridge</a>	 Vicksburg, Mississippi, United States	263	1973
	28	<a href="#">Foresthill Bridge</a>	 Foresthill, California, United States	263	1972
	29	<a href="#">Gateway Bridge</a>	 Brisbane, Queensland, Australia	260	1986

	30	<a href="#">New Varodd Bridge</a>	 Kristiansand, Vest-Agder, Norway	260	1993
	31	<a href="#">Huey P. Long Bridge</a>	 Baton Rouge, Louisiana, United States	258	1940
	32	<a href="#">Brownville Bridge</a>	 Brownville, Nebraska, United States	257	1939
	33	<a href="#">Benjamin G. Humphreys Bridge</a>	 Greenville, Mississippi, United States	257	1940
	34	<a href="#">Helena Bridge</a>	 Helena, Arkansas, United States	257	1961
	35	<a href="#">Brent Spence Bridge</a>	 Covington, Kentucky, United States	253	1963
	36	<a href="#">Old Vicksburg Bridge</a>	 Vicksburg, Mississippi, United States	251	1930
	37	<a href="#">Sunshine Bridge</a>	 St. James Parish, Louisiana, United States	251	1964

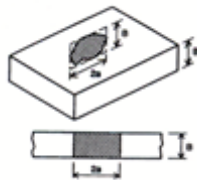
	38	<a href="#">George Rogers Clark Memorial Bridge</a>	 Louisville, Kentucky, United States	250	1929
	39	<a href="#">Bridge King Carol I</a>	 Cernavoda, Romania	90	1895
	40	<a href="#">Traian Bridge</a>	 Arad, Romania	85.3	1914

## Anexa C

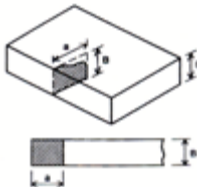
### ***Procedura de stabilire a duratei de viață rămasă în exploatare a elementelor nituite:***

Procedura are nevoie de următoarele date de intrare :

1. Alegerea tipului defectului :
  - fisura centrală;



- fisura marginală;



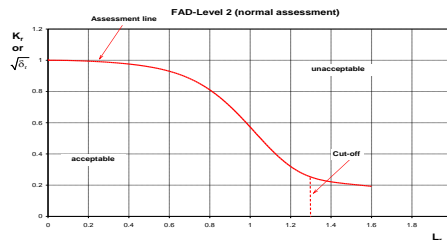
2. Constantele de material :  $C$ ,  $m$ , care se pot obține :
  - experimental prin investigații de laborator ;
  - se pot lua din normele elvețiene deoarece aceste norme includ clasificate pe ani și zona aceste caracteristici ;
3.  $J_{crit} = 15 \text{ N/mm}$  (pentru o temperatură de  $-20^\circ\text{C}$ )-din experienta sau din încercări pe material;
4. Se presupune o dimensiune la  $a_0$  pentru a determina durata de viață rămasă în exploatare pornind cu fisura respectivă( la elementele nituite se acceptă fisuri de 1-2 mm în jurul niturilor, aceste dimensiuni de fisuri inițiale sunt acceptate și de norme);
5. Calculul acrit cu ajutorul FAD 2, procedeu iterativ;( cap. 3)



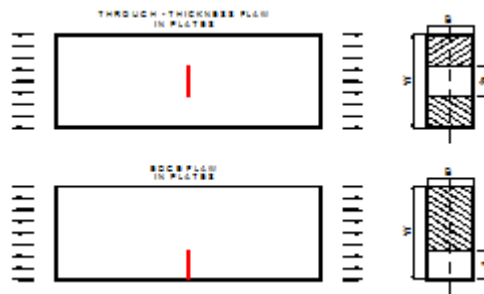
$$K_r = \frac{K_I}{K_{mat}} \text{ raportul ruperii}$$

$$S_r = \frac{\sigma_n}{\sigma_f} \text{ raportul sarcinii}$$

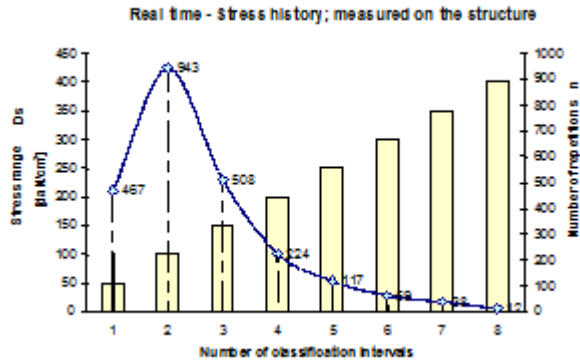
$$\sigma_f = \frac{\sigma_{YS} + \sigma_{TS}}{2} \text{ rezistența („Flow”) de curgere, data de media aritmetică dintre rezistența ultima a materialului la tracțiune și limita de curgere a lui;}$$



6. Lațimea plăcii în planul defectului W [mm]



7. Istoricul solicitărilor  $\Delta\sigma [N/mm^2]$  (se determină cu ajutorul Metodei Picăturii Cap. 3)



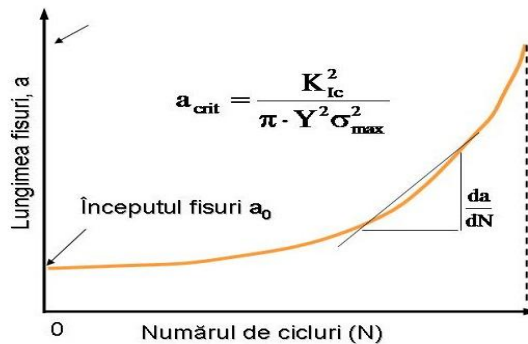
8. Factorii de mărire a intensității tensiunii  $M_m, M_b, M_{kn}, M_{kb}$  ( conform normei BS 7910-daca este tracțiune uniformă se ia valoarea 1)

9. Factorii de concentrare a tensiunii datorită tensiunii  $k_t, k_m, k_{tb}$  ( conform normei BS 7910-dacă este tracțiune uniformă se ia valoarea 1)

10. Factorul de mărire a tensiunii datorită dezaxarii  $k_m$  ( conform normei BS 7910-daca este tracțiune uniformă se ia valoarea 1)

11. Determinarea vitezei de propagare a fisurii prin integrarea relației lui Paris:

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m$$



$$N = \int_{a_0}^{a_{crit}} \frac{da}{C \cdot \Delta\sigma^m \cdot Y^m \cdot (\pi a)^{-m/2}}$$

**Lungimea critică (finală) a fisuri acr** →>> Calculul duratei rămase de exploatare

În funcție de durata de viață rămasă în siguranța în exploatare se poate decide ce se întâmplă cu structura respectivă, deasemenea și în funcție de decizia administrației care are podul în patrimoniu.

O durată de viață rămasă în exploatare sub 5 ani deja ridică probleme, astfel că acea administrație care o are în patrimoniu ar trebui să ia decizii de consolidare.