



Universiteti Politeknik i Tiranës
Fakulteti i Inxhinierisë së Ndërtimit
Departamenti i Mekanikës së Strukturave

Tema e disertacionit:

Qasja jokonvencionale – nga biostrukturat deri tek strukturat inteligjente

Udhëheqësi i punimit
Prof. Dr. Musa Stavileci

Kandidati
M. sc. Feti Selmani

Tiranë, 2013

Përmbajtja

Lista e Figurave..../ v

Lista e Tabelave..../ xii

Parathënia.../ xiii

Summary.../ xiv

1 Hyrje / 16

2 Mbi natyrën dhe proceset e saja / 21

2.1 Mbi bukurinë e aparatit matematikor kundrejt sqarimit të fenomeneve natyrore me theks në struktura / 21

2.2 Numri e , numri i , numri π , numri \emptyset dhe lidhshmëritë e tyre me strukturat / 22

2.2.1 Numri e , numri i dhe numri π / 22

- *Në Kinematikë* / 25

- *Në Dinamikën e strukturave — lëkundjet e lira me shuarje nënkritike* / 26

2.2.2 Numri ϕ / 28

- *Fibonacci i ri-vizituar* / 30

2.2.3 Biostrukturat – struktura të ndërtuara nga “natyra” / 35

2.3 Forma e një strukture dhe rezistenca mekanike / 39

2.3.1 Tërheqja dhe shtypja / 42

2.3.1.1 Shtypja / 44

2.3.1.2 Tërheqja / 48

2.3.2 Shtytësi dhe Tiranti / 55

3 Strukturat e krijuara nga njeriu – arti i strukturave / 65

3.1 Mbi parimet bazë në artin e strukturave / 80

- 3.1.1 Parimi i objektivitetit / 82
- 3.1.2 Parimi i funksionalitetit / 82
- 3.1.3 Parimi i stabilitetit / 83
- 3.1.4 Parimi i racionalitetit / 834
- 3.1.5 Parimi i origjinalitetit / 85
- 3.1.6 Parimi i estetikës / 86

4 Projektimi i strukturave inxhinierike-qasja klasike konvencionale / 89

- 4.1 Ç'është projekti dhe cili është synimi i tij? / 89
 - Përkufizimi i problemit / 90
 - Faza Krijuese / 90
 - Rafinimi i zgjidhjes / 90
- 4.2 Faza e konceptimit – bashkëpunimi me arkitektin / 91
- 4.3 Qasja klasike – konvencionale / 95
- 4.4 Ndjeshmëria e njeriut përballë lëkundjeve / 101
 - 4.4.1 Ndjeshmëria e strukturave në varësi të llojit të ndikimit – forcë transversale apo moment përkulës për rastin e konsolës / 103
 - 4.4.2 Ndjeshmëria e strukturave në varësi të të materialit / 106
- 4.5 Efekti statik – mbajtësi konsolë me shtangësi të madhe ndaj përkuljes (i ndjeshëm ndaj veprimit të forcave transversale) / 109
- 4.6 Efekti dinamik / 111
- 4.7 Projektimi i bazuar mbi kriteret sipas zhvendosjeve të synuara-cak / 116
 - 4.7.1 Projektimi i bazuar në kriteret sipas zhvendosjeve të synuara / 118
 - 4.7.2 Projektimi i bazuar mbi kriteret sipas shpejtimeve të synuara (cak) / 122

5 Qasja jokonvencionale / 123

- 5.1 Shuarësi masë e kalibruar (SHMK) / 124
- 5.2 Trajtimi teorik i shuarësit masë e kalibruar / 125

- 5.2.1 Den Hartog i rivizituar-rasti klasik: $\mathbf{c} = \mathbf{0}, \mathbf{c}_d = \mathbf{0}$ / 127
- 5.2.2 Den Hartog i rivizituar- rasti klasik: $\mathbf{c} = \mathbf{0}, \mathbf{c}_d \neq \mathbf{0}, \dot{\mathbf{u}}_g(\mathbf{t}) = \mathbf{0}$ / 130
- 5.2.3 Shembulli 1 /133
- 5.2.4 Projektimi i SHMK-së së optimizuar - ($\boldsymbol{\zeta} = \mathbf{0}, \boldsymbol{\zeta}_{d,opti}$) / 135
- 5.2.5 Shembull 2 / 137
- 5.2.6 Rasti: $\mathbf{c} \neq \mathbf{0}, \mathbf{c}_d \neq \mathbf{0}, \dot{\mathbf{u}}_g(\mathbf{t}) = \mathbf{0}$ / 140
- 5.3 Rasti i strukturës me shumë shakallë lirie / 142
- 5.4 Çështje që kanë të bëjnë me projektimin e SHMK - së / 147
- 5.5 Projektimi i shuarësit masë e kalibruar (SHMK) – faza eksperimentale / 148
 - 5.5.1 Vizitë kapitullit të parë / 148
 - 5.5.2 Eksperimenti / 150
 - a) Masa primare m – përshkrimi / 153
 - b) Masa primare m plus shuarësi masë e kalibruar – struktura me dy shakallë lirie / 158
 - c) Masa sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar) m_d / 166
- 6 Përmbledhje, konkluzione dhe rekomandime / 172**
- 7 Referencat / 175**

Lista e Figurave

Fig.1.1 Lakorja e trifoliumit (*lat. Trifolium pratense*): $r = a * \cos(n * t)$, $n = 3, a = 1$ (majtas – simulimi me MATLAB, djathtas – në natyrë). /16

Fig.1.2 Lakorja e vargores $y = \frac{a}{2}(e^{x/a} + e^{-x/a})$, për vlera të ndryshme të parametrin $a = H/p_0$. /16

Fig.2.1 Seria e Taylorit për $u(t) = r * e^{i\theta}$ ($r = 1$), përshkruan një lloj spirale logaritmike, ndërsa për vlerën reale të argumenti $i\theta$ konvergjon nga vlera reale e^θ . /23

Fig.2.2 Interpretimi fizik i formulës së Euler-it – trajektorja e pikës materiale, e cila lëviz nëpër rrethin me rreze-njësi. /23

Fig.2.3 Modeli matematikor i strukturës me një shkallë lirie (SNjShL):

a) veprimi i forcës $p(t)$;

b) zhvendosja e truallit e nxitur nga tërmeti. /25

Fig.2.4 Paraqitja grafike e ekuacionit (2.9) në rrafshin kompleks – për rastin e lëkundjeve të lira me shuarje nënkritike $\zeta < 1$. /26

Fig.2.5 *Villa Emo*, provinca di Treviso, Itali, Andrea Palladio, ku forma e elementeve strukturore është në përputhje me fluksin e forcave. /28

Fig.2.6 Ndarja e drejtëzës në vlerat e saj mesatare dhe ekstreme (sipas Euklidit, Libri 6). /29

Fig.2.7 Guaska e Nautilusit (a) [5], spiralja logaritmike (b) e ndërtuar duke iu referuar vetisë së serisë së Fibonaçit dhe simulimi me Matlab (c). /30

Fig.2.8 Rama dykatëshe me masa dhe shtangësi të ndryshme. /30

Fig.2.9 Rama dykatëshe me masa dhe shtangësi të ndryshme nëpër kate. /32

Fig.2.10 “Ura natyrore” në Owachomo, Utah, ShBA dhe “Sälginatobel brücke”, në Schiers – Zvicër, vepër e Robert Maillart [6]. /35

Fig.2.11 Litari i përkulshëm (vargorja) nën veprimin e ngarkesës $p(s)$ përgjatë aksit të tij. /36

Fig.2.12 Vargorja (vija e ndërprerë) vs, parabola (vija e plotë), si dhe analogjitet e saj me biostrukturat (rrjeta e merimangës) dhe ura e varur [56]. /37

Fig.2.13 Majtas: fleta A4 në rrafsh ($\rho = 0$); në mes: fleta A4 e ngritur nga rrafshi; djathtas: sipërfaqja cilindrike e lirë dhe rritja e aftësisë mbajtëse ($\rho = \rho_0$). /39

Fig.2.14 Majtas: prerja tërthore në formë “I”-je; në mes: prerja tërthore në formë tubi; djathtas: prerja tërthore e kërcellit të grurit – *biostruktura*. /40

Fig.2.15 Majtas: njeriu në këmbë; në mes: gjethja e panjës; djathtas: fleta e trifoliumit e ngarkuar me një pikë shiu. /42

Fig. 2.16 Majtas: Pallati i Ctesiphonit, Irak, shekulli i parë p.e.r.; në mes: njeriu i mbështetur mbi mur – analogjia; djathtas: Piramida e Keopsit, Egjipt, 2500 p.e.r.; e përbashkët – shtypja. /43

Fig. 2.17. Në mes: struktura e palosur në formë piramide; poshtë dhe djathtas: “harku” primitiv – struktura lineare në formë të V -së së përmbysur. /44

Fig. 2.18 a) harku me dy çerniera nën ngarkesat $p + g$; b & c) harku me tri çerniera nën veprimin e ngarkesës së përkohshme antimetrike p . /45

Fig. 2.19 a) Harku me tri çerniera – mbështjellësja e trajektoreve të resultantës së forcave të brendshme; b) Ura Sälginatobel, Schiers, Graubünden/CH, 1930 [12]. /46

Fig. 2.20 Krahasimi në mes të forcave të cilat lindin përbrenda një guaske konike dhe analogjia me njeriun e mbështetur pjerrtazi në një kënd të dhomës [13]. /47

Fig. 2.21 Majtas: tenda primitive e nomadëve – rrjeta e kablove; në mes: ekuilibri i fëmijës së luhatur nga prindërit e tij – biostruktura; djathtas: ura primitive e këmbësorëve – struktura që punon tërësisht në tërheqje [15]. /48

Fig. 2.22 Litari i varur mbi dy mbështetës në lartësi të njëjtë: gjeometria (pozita e deformuar e kabllit) dhe poligoni i forcave të brendshme. /49

Fig. 2.23. Litari i varur mbi dy mbështetës në lartësi të njëjtë: gjeometria (pozita e deformuar e kabllit) dhe poligoni i forcave të brendshme për ngarkesa josimetrike. /50

Fig. 2.24 Litari i varur (kablli) mbi dy mbështetës në lartësi të njëjtë: a) ngarkesat $g + p$; b) ngarkesa p antimetrike; c) ngarkesa p antimetrike – pozita e deformuar e kabllit me vija të plota. /51

Fig. 2.25 Litari i varur (kablli) i paranderë : a) kablli i paranderë dhe kabllot dytësore; b) vetëm kabllot dytësore; c) rasti kur kablli i paranderë ngritet mbi kabllin kryesor. /52

Fig. 2.26 Litari i shtanguar (kablli) – kablli kapriatë: a) parimi i shtangimit dhe analogjia e fortë me Sälginatobel-in; b) Ura “Tower Bridge” – Londër/UK [16]; c) Ura “Tower Bridge”, detal – Londër/UK. /53

Fig. 2.27 a) modeli i thjeshtëzuar i harkut dhe tirantit (*strut and tie – EC2*) për rastin e ngarkesës së përqendruar P ; b) modeli i thjeshtëzuar i harkut dhe tirantit për rastin e ngarkesës njëtrajtësisht të shpërndarë $p + g$. /54

Fig. 2.28: a) modelet e thjeshtëzuara të harkut dhe tirantit (*strut and tie – EC2*) për rastin e ngarkesës së përqendruar P dhe analogjia; b) modeli i thjeshtëzuar i harkut dhe tirantit për rastin e ngarkesës njëtrajtësisht të shpërndarë dhe analogjia. /56

Fig. 2.29 Majtas-trungu i blirit; në mes-trungu i një halori; djathtas-trungu i bambusë. /57

Fig. 2.30 Majtas: druri gjethrënës, së bashku me rezultatat e forcave që veprojnë mbi të; djathtas: modeli analitik – idealizimi i trungut [17]. /58

Fig. 2.31 Majtas: fotografia e kohëve të fundit e urës Forth Bridge [18]; djathtas: skica e parimit të funksionimit të strukturës për një rën nga tri konsolat e dyfishta (projektuesi Sir Benjamin Baker përfundoi më 1890). /59

Fig. 2.32 Trari i thjeshtë dhe disa nga modelet analitike të cilat mund të aplikohen për llogari. /60

Fig. 2.33 Ndryshimi i pozitës së ndërsjellë të harkut dhe tirantit në funksion të hapësirës së konsolës. Hapësira optimale e konsolës për 0.35 l – trari i shfrytëzuar njëjtë në fushë dhe mbi mbështetës (c). /61

Fig. 2.34 a) trari me lëshime; b) pozita e ndërsjellë e harkut dhe tirantit për rastin e dinozaurit dhe c) skeleti i dinozaurit [15] – skeleti që paraqet vetëm vijat e shtypjes, ndërsa vijat e tërheqjes (muskujt dhe ligamentet) janë zhdukur shumë kohë më parë. /63

Fig. 3.1 Majtas – Parthenon-i, Romë, ~126 AD; djathtas – Hagya Sophia, Stamboll, inauguruar në vitin 537 AD. /65

Fig. 3.2 Majtas – *Notre-Dame de Reims*, ~1211 AD, qyteti Reims, Francë; djathtas – harqet e fasadës për shkarkimin e komponentës horizontale të shtytjes së harkut. /67

Fig. 3.3 Majtas – *King's College Chapel*, 1446 deri 1515 AD, Cambridge, Angli; djathtas – detaji i "barrel vault" lë të kuptojë jo vetëm rolin strukturor, por ka edhe një efekt të lartë estetik, i cili tek vrojtuesi ngjallë emocione ndër më sublimet. /67

Fig. 3.4 Majtas – Bazilika e Shën Pjetrit, Romë, 1626 AD; djathtas – Bazilika e Shën Pjetrit, detaj. Në foto mund të shihet kupola madhështore mbi "*Confessio*". /68

Fig. 3.5 Majtas – Iron Bridge, Coalbrookdale, 1779, Abraham Darby III; djathtas – detaj i parapetit me datën e përrimit; Ura-*simbol* i Revolucionit Industrial dhe një atraksion turistik [22]. /70

Fig. 3.6 Majtas – Brooklyn Bridge, 1883, John Roebling; djathtas – detaj gjatë ekzekutimit, ku mund të shihen pilonet nga muratura dhe litarët kryesorë (kabllat). /71

Fig. 3.7 Majtas – Kulla e Ajfelit, 1883, Maurice Koechlin (e njohur më tepër si projekt i Gustav Eiffel-it); djathtas – vizatimet origjinale të bëra nga Maurice Koechlin. /72

Fig. 3.8 Majtas – skica e një trari konsolë dhe modelet e mundshme "*strut and tie*"; djathtas – modeli i thjeshtëzuar i Kullës së Ajfelit, sipas po të njëjtit parim; *SH*-shtypja, *T*-tërheqja. /74

Fig. 3.9 Majtas – John Hancock Centre, Fazlur Khan; djathtas – TV Toëer, Stuttgart, Fritz Leonhardt; dy kryevepra arti nga dy artistë të strukturave. /75

Fig. 3.10 Majtas – Pompa e benzinës në Deitingen, Heinz Isler, 1968; djathtas – Ganterbrücke, Simplonspass, Switzerland, Christian Menn, 1980; dy kryevepra të artit të strukturave. /75

Fig. 3.11 *Ponte della Costituzione*, Venedik, Santiago Calatrava, 2007; djathtas – detaj i shtyllës bregore. Prezent: plasticiteti dhe anatomia strukturore. /77

Fig. 3.12 Millennium footbridge, Arup & Norman Foster, 2000; ura më e shtrenjtë në dekadat e fundit: 37700 €/m^2 [26]. /78

Fig. 3.13 Craigellachie brige, Thomas Telford, Craigellachie, Skotlandë, 1812 – 1814, $l = 50\text{m}$ [22] – një kryevepër arti. /85

Fig. 4.10 John Hancock Tower, Chicago, projektues Fazlur R. Khan: majtas – dukja; djathtas – koncepti i funksionimit të strukturës dhe shkarkimit të forcave [15]; E – era, G – pesha vetjake. /92

Fig. 4.11 Forma e spektrit projektues dhe elastik të reagimit, *Tipi 1*, sipas prEN 1998 / $M_s > 5.5$ / - krahasimi për $q = 3$. /97

Fig. 4.12 Mbajtësi konsolë (anëcak) i nënshtruar veprimit të ngarkesës së përqendruar në skajin e saj P . /103

Fig. 4.13 Pjesëmarrja e përkuljes dhe forcës transversale për mbajtësin konsolë (anëcak) i nënshtruar veprimit të ngarkesës së përqendruar. /104

Fig. 4.14 Pjesëmarrja e shtangësisë në përkulje $k_{përkulje}$ vs shtangësisë në prerje k_{prerje} për mbajtësin konsolë (anëcak) nënshtruar veprimit të ngarkesës së përqendruar, sipas *Fig. 4.12*. /104

Fig. 4.15 Paraqitja grafike e ndjeshmërisë r ndaj l/y_T^{lej} në rastin e konsolës me shtangësi të madhe në përkulje. /109

Fig. 4.16 Modeli i thjeshtuar matematik i strukturës primare (m, c, k) dhe shuarësit masë e kalibruar SHMK (m_d, c_d, k_d) nën veprimin e lëkundjes së truallit $\ddot{u}_g(t)$ dhe të forcës së jashtme $p(t)$. /111

Fig. 4.17 Modeli matematikor *masë – shtangësi – shuarje* (SNJSHL) i nënshtruar veprimit të forcës periodike sinusoidale $p = p_0 \cdot \sin \omega t$, me shtangësi k dhe me koeficient të shuarjes viskoze c . /112

Fig. 4.18 Lakorja e faktorit të reagimit sipas zhvendosjes R_d ndaj frekuencës së normalizuar $r = \omega/\omega_n$. /113

Fig. 4.19 Lakorja e faktorit të reagimit sipas shpejtimit R_a ndaj frekuencës së normalizuar $r = \omega/\omega_n$. /115

Fig. 4.20 Lakorja e faktorit të reagimit sipas shpejtimit R_a vs frekuencës së normalizuar $r = \omega/\omega_n$, rasti kur shtrëngesa projektuese ka vlerën $R_a = 1.8$ dhe $\zeta = 0.20$. /118

Figure 5.1 Modeli i thjeshtuar matematik i strukturës primare (m, c, k) dhe shuarësit masë e kalibruar SHMK (m_d, c_d, k_d) nën veprimin e lëkundjes së truallit $\ddot{u}_g(t)$ dhe të forcës së jashtme $p(t)$. /125

Figura 5.2 Modeli i thjeshtuar matematikor i strukturës primare ($m, c = 0, k$) dhe shuarësit masë e kalibruar SHMK ($m_d, c_d = 0, k_d$) nën veprimin forcës së jashtme $p(t)$ – rasti i parë i *Den Hartog*-ut. /126

Figure 5.3 Modeli i thjeshtuar matematikor i strukturës primare ($m, c = 0, k$) dhe shuarësit masë e kalibruar SHMK ($m_d, c_d = 0, k_d$) nën veprimin forcës së jashtme $p(t)$ - me vija të ndërprera rasti i SNJSHL (rezonanca), me vijë të plotë rasti i *Den Hartog*-ut. /129

Figura 5.4 Modeli i thjeshtuar matematikor i strukturës primare ($m, c = 0, k$) dhe shuarësit masë e kalibruar SHMK ($m_d, c_d \neq 0, k_d$) nën veprimin forcës së jashtme $p(t)$ – rasti i dytë i *Den Hartog*-ut. /130

Fig.5.5 Diagrami i reagimit dinamik të qëndrueshëm (*steady-state*) i strukturës primare – ramës njëkatëshe të dhënë në *Fig. 5.4*. /133

Fig.5.6 Diagrami i reagimit dinamik të strukturës sekondare-SHMK-së së dhënë në *Fig.5.4*. /134

Fig.5.7a. Diagrami i reagimit dinamik të SHMK-së ndaj raportit të frekuencave r , për $\mu = 0.10$, $\alpha = 1.10$, dhe $\xi_d = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$. /135

Fig.5.7b Diagrami i reagimit dinamik të strukturës primare ndaj raportit të frekuencave r , për $\mu = 0.10$, $\alpha = 1.10$ dhe $\xi_d = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$. /135

Fig.5.8a Diagrami i amplitudës së reagimit dinamik të SHMK-së ndaj raportit të frekuencave r , për $\mu = 0.06$ plotësohet kriteri projektues $u_0 < 9 \text{ mm}$. /137

Fig.5.8b Diagrami i reagimit dinamik të strukturës primare ndaj raportit të frekuencave r , për $\mu = 0.06$ plotësohet kriteri projektues $u_0 < 9 \text{ mm}$. /138

Fig.5.9. Diagrami i reagimit dinamik të strukturës primare ndaj raportit të masave μ , për $\mu = 0.057$ plotësohet kriteri projektues $u_0 < 9 \text{ mm}$. /138

Fig.5.10 Modeli matematikor i strukturës (ramës) me shumë (n) shkallë lirie, bashkë me SHMK-në e pozicionuar në katin j . /142

Fig.5.11 Modeli matematikor i strukturës (ramës) me n shkallë lirie, bashkë me format e lëkundjeve. /143

Fig.5.12 Modeli i thjeshtuar matematikor i strukturës së redukuar në sistem me një shkallë lirie (forma e k -të e lëkundjeve) nën ndikimin e forcës së gjeneralizuar $P(t)$ dhe shuarësit masë e kalibruar (SHMK-së). /145

Fig.5.13 Lart: muskujt, ligamentet dhe tendonët; në mes: bicepsi me shtangësia fillestare k_1 ; poshtë: mekanizmi i lëvizjes vihet në veprim pas prurjes (inputit) energjetike dhe rritjes së shtangësisë së bicepsit në k_2 . /148

Fig.5.14 Modeli matematikor i strukturës me dy shkallë lirie. Në pozitën optimale, d.m.th. kur $h_d = h_{d,opt}$ reagimi dinamik i strukturës primare m do të jetë minimal. /149

Fig.5.15 Modeli eksperimental i strukturës me dy shkallë lirie – gjatë shqyrtimit (Testi 2, Hapi nr. 12). /150

Fig. 5.15a "Print-screen" i inputit në tavolinën vibruese në trajtën e sinusoidës – sistemi DC90. /151

Fig. 5.15b Raporti forcë-zhvendosje e inputit në bazamentin e modelit të treguar në *Fig. 5.15* (tavolina vibruese). /151

Fig. 5.16 Struktura primare – konfigurimi dhe pozicioni i sensorëve S_1 , S_2 dhe S_3 . /154

Fig. 5.17 Struktura primare – detaji i fiksimit të masës primare për strukturën primare dhe vazhdimi i asaj sekondare. /154

Fig. 5.18 Shpejtimet e regjistruara në sensorët (akselerografët) S_1 , S_2 dhe S_3 – Shqyrtimi nr. 1 (shih *Tabela 5.3*). /155

Fig. 5.19 Shpejtimet e regjistruara në sensorët (akselerografët) S_1 , S_2 dhe S_3 , Shqyrtimi nr. 1 (shih *Tabela 5.3*). /155

Fig. 5.20 Zhvendosjet e masës primare përgjatë kohës t për vlera të frekuencave $f_0 = 1$ deri në $f_0 = 5$ Hz të tavolinës vibruese – bazamentit të strukturës. /156

Fig. 5.21 Spektri i reagimit SA [g] përballë frekuencave [Hz] për strukturën primare. Ngjyra e gjelbër – sensori S_3 ; ngjyra e kaltër – sensori S_1 ; ngjyra e kuqe – sensori S_2 (shkalla logaritmike). /156

Fig. 5.22 Modeli fizik i strukturës me dy shkallë lirie (Mass 1 = struktura primare; Mass 2 = struktura sekondare (SHMK-ja) si dhe sensorët S_1 , $S_2 = inaktiv$, S_3 dhe S_4 , majtas – modeli analitik; djathtas – modeli eksperimental. /158

Fig. 5.23 Ndryshimi i zhvendosjeve të masës së strukturës primare m në funksion të pozitës ($h \dots [mm]$) së shuarësit masë e kalibruar (SHMK). Lartësia optimale rezulton $h_{opt} = 358.75$ mm. /160

Fig. 5.24 Ndryshimi i zhvendosjeve të masës së strukturës primare m në funksion të kohës t dhe pozitës së SHMK-së ($h \dots [mm]$). Reagimi i strukturës për lartësinë optimale $h_{opt} = 358.75$ mm me ngjyrë të kaltër. /160

Fig. 5.25 Krahasimi i **zhvendosjeve** në mes të bazamentit (tavolina vibruese), masës së strukturës primare m dhe masës së SHMK-së në funksion të kohës t për pozitën optimale $h_{opt} = 358.75$ mm të SHMK – së. /161

Fig. 5.26 Krahasimi i **shpejtësive** në mes të bazamentit (tavolina vibruese), masës së strukturës primare m dhe masës së SHMK-së në funksion të kohës t për pozitën optimale $h_{opt} = 358.75$ mm të SHMK-së. /161

Fig. 5.27 Krahasimi i **shpejtimeve** në mes të bazamentit (tavolina vibruese), masës së strukturës primare m dhe masës së SHMK-së, në funksion të kohës t për pozitën optimale $h_{opt} = 358.75$ mm të SHMK-së. /162

Fig. 5.28 **Zhvendosjet** e masës së strukturës primare m me SHMK (kaltër) dhe pa SHMK (gjelbër) – krahasimi për pozitën optimale $h_{opt} = 358.75$ mm të SHMK-së. /162

Fig.5.29 Shpejtimet e masës së strukturës primare m pa SHMK (gjelbër); me ngjyrë të kuqe – shpejtimi i bazamentit të modelit (sensori S_2) dhe me ngjyrë të kaltër (sensori S_1). /163

Fig.5.30 Shpejtimet e masës së strukturës primare m me SHMK (kuq); me ngjyrë të gjelbër – shpejtimi i SHMK-së (sensori S_4) dhe me ngjyrë të kaltër – shpejtimi i bazamentit (sensori S_1). /163

Fig.5.31 Shpejtimi i masës së strukturës primare m pa SHMK (kuq) – me SHMK (kaltër). /164

Fig.5.32 Spektri i reagimit të strukturës me dy shkallë lirie (struktura primare dhe SHMK-ja). Lakorja e gjelbër – SHMK; lakorja e kuqe – masa primare; lakorja e kaltër – bazamenti (shkalla logaritmike). /164

Fig.5.33 Lakorja e reagimit sipas shpejtimeve (FFT). Në figurë qartazi mund të verifikohen tri frekuencat themelore të lëkundjeve të strukturës: 2.232 Hz; 2.999 Hz dhe 4.485 Hz. /165

Fig.5.34 Modeli analitik i strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar) si dhe dispozita e sensorëve (akselerografëve) S_1, S_2, S_4 . /166

Fig.5.35 Grafiku i zhvendosjeve maksimale (*peak*) të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar) në funksion të frekuencës së lëkundjeve të tavoilnës vibruese. /167

Fig.5.36 Grafiku i shpejtimeve të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar në funksion të kohës t). /168

Fig.5.37 Grafiku i zhvendosjeve të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar në funksion të kohës t). /168

Fig.5.38a Grafiku i shpejtësive të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar në funksion të kohës t). /169

Fig.5.38b Grafiku i funksionit të reagimit frekuencor (*FFT – linear i plotë*) të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar) në funksion të frekuencës f . /169

Fig.5.39 Analiza modale me ARTeMIS [54]: frekuencat natyrore të lëkundjeve f dhe raportet e shuarjes ζ për masën sekondare (SHMK) në pozitën e vet optimale. /170

Lista e Tabelave

Tabela 2.1 Raporti në mes të anëtarëve fqinj të serisë së Fibonacci-t. /29

Tabela 4.1 Pragjet e ndjeshmërisë së njeriut për lëkundjet vertikale harmonike (njeriu në këmbë). /101

Tabela 4.2 Evoluimi i karakteristikave mekanike të betonit dhe çelikut brenda shekullit *XX* dhe fillimit të shekullit *XXI*. /106

Tabela 5.1 Parametrat optimalë të SHMK-së të lidhur për një sistem me një shkallë lirie. /139

Tabela 5.2. Vlerat e parametrave A_i dhe B_i për rastet e ndryshme të ngarkesave (forcë harmonike apo shpejtim trualli) - [50] /141

Tabela 5.3 Testi nr. 1. Rekapitulimi i vlerave maksimale të reagimit sipas shpejtimeve dhe zhvendosjeve (vlera absolute). /153

Tabela 5.4 Test nr. 1. Rekapitulimi i vlerave të frekuencave dhe të shuarjes relative ζ të strukturës primare. /153

Tabela 5.5. Testi nr. 2. Rekapitulimi i vlerave maksimale të reagimit sipas shpejtimeve dhe zhvendosjeve (në vlera absolute) - pozita optimale e SHMK-së $h_{opt} = 345mm$. /159

Tabela 5.6: Test nr. 2. Rekapitulimi i vlerave të frekuencave dhe të shuarjes relative ζ të strukturës primare. /159

Tabela 5.7. Testi nr. 3. Rekapitulimi i vlerave hyrëse të testit të kryer. /166

Tabela 5.8. Testi nr. 2. Rekapitulimi i vlerave maksimale të reagimit sipas shpejtimeve dhe zhvendosjeve (në vlera absolute) – për strukturën sekondare (SHMK-në $h_{opt} = 345mm$). /167

Parathënie

Fatkeqësitë natyrore të cilat po e godasin qytetërimin modern — siç janë tërmetet dhe erërat e forta — kanë shtyrë dhe po e shtyjnë komunitetin e inxhinierëve strukturistë anembanë botës që të hulumtojnë me një intensitet të shtuar gjetjen e zgjidhjeve adekuate përherë e më inovative, përherë e më të avancuara për t'u mbrojtur nga këto fatkeqësi. Nga ana tjetër, dëshira dhe egoizmi i rritur i komunitetit të arkitektëve (dhe jo vetëm atyre) për t'u afirmuar përmes projekteve ambicioze, qëllimi themelor i të cilave është kryesisht avancimi i ambicieve personale, e jo projektimi sipas resurseve, ka çuar deri tek situatat në të cilat strukturat e këtyre objekteve e kanë gjetur veten të sfiduara nga ligjet themelore të natyrës. Këto krijesa shpeshherë rezultojnë, madje, edhe me vlera estetike plotësisht të dyshimta, krahas efektit çorientues dhe spekulues, përderisa, shpeshherë, të njëjtat duhet të sanohen fill pas prerjes së shiritit nga politikanët dhe qeveritarët burokratë e të uritur për t'i treguar publikut "sukseset" e tyre.

Natyra na jep një mori sajesh të mrekullueshme, të *dizajnuara* dhe të *ndërtuara* sipas parimit të përfitimit të një rezultati optimal me minimum pune (energjie mekanike) të shpenzuar. Mjafton që vetëm të vrojtojmë më me kujdes përreth nesh dhe do të vërejmë një mori strukturash të krijuara nga natyra – *biostrukturat* – të cilat jo vetëm që kanë efekte të drejtpërdrejta dhe të forta mbi ndjenjat dhe emocionet tona, por, po t'i vërejmë më me kujdes, janë të *ndërtuara* mbi po ato parime elementare mbi të cilat konceptohen edhe strukturat inxhinierike, duke filluar nga ato më të thjeshtat e deri te ato më të komplikuarat.

Por, me sa duket, projektuesi i ditëve tona ka filluar ta humbasë atë *instinktin* primitiv, të shtresëzuar në biologjinë dhe kodin gjenetik të trashëguar përgjatë evolucionit. Interaksioni i vetëdijshëm ka filluar të zbehet në kufijtë e të së pranueshmes, përderisa zgjidhja e problemeve e bazuar në analogjinë me fenomenet e nënës Natyrë tashmë ka filluar të bëhet pjesë e "klasikëve" të poemës së quajtur *inxhinieri* e mirëfilltë. Një *kthim në origjinë* paraqitet si një imperativ, gjë që edhe ky punim synon të nxjerrë në pah rëndësinë e këtij kthimi gjatë projektimit të një vepre arti.

Siç dihet tashmë, qasja konvencionale e projektimit të strukturave bazohet në atë që struktura të përgjigjet në mënyrë pasive ndaj ndikimeve të jashtme ambientale, kryesisht përmes kombinimit të rezistencës dhe duktilitetit të elementeve të saj. Përvoja jonë tregon se kjo nuk është e mjaftueshme. Inkorporimi i një pajisjeje pasive, apo një lloj *muskuli*, do të bëjë që një pjesë e energjisë së futur në strukturë do të absorbohet e më pas do të disipohet, çka kështu do të reduktojë në mënyrë të konsiderueshme kërkesën e brendshme për rezistencë dhe duktilitet mbi elementet primare të strukturës. Një *muskul* i këtillë – shuarësi masë e kalibruar (ShMK) bën shuarjen e energjisë së futur në bazamentin e strukturës. Në mënyrë eksperimentale, vërtetohet efekti tejet pozitiv të cilin e jep ky *muskul*, kur i njëjti ndodhet në pozitën e tij optimale – atë të kalibruar.

Summary

Natural disasters which are hitting the modern civilization - such as earthquakes and strong winds - have pushed, and are continuously pushing the community of structural engineers throughout the world, to explore with an increased intensity in finding adequate, increasingly more advanced and innovative solutions, in order to provide protection from these natural disasters. On the other hand, desire and increased selfishness of the community of architects (not limited to them only) to be acknowledged through ambitious projects, whose underlying purpose is mainly to advance personal ambitions - and not designing based on resources - has led to situations in which the structures of these objects have found themselves challenging the fundamental laws of surrounding nature. These creations, often resulting with completely dubious aesthetic values - excluding their misleading and speculative effects - meanwhile, often, they must undergo repairs immediately after the ribbon-cutting by hungry politicians and bureaucrats, who want to show in front of the public about their "successes".

Nature provides us with a variety of wonderful creations, designed and built according to the principle of achieving an optimal outcome with minimum effort (of mechanical energy). It is sufficient if we observe more carefully our surrounding, and we will see a variety of structures created by nature - bio-structures - which not only have direct and strong effects on our feelings and emotions, but if you take notice more carefully, they are built on the same basic principles on which are conceived engineered structures - ranging from the simplest to the most complicated.

Alas, apparently, the designer of our days, has begun to lose that primitive instinct, which is layered in biology and inherited in the genetic code along the evolution. Conscious interaction has begun to fade from within the acceptable limits, while solving problems based on the analogy with the phenomena of mother Nature, has already begun to become part of the "classics" of poetry called a *proper engineering*. A *return to origins* appears as an imperative, and this thesis work aims to highlight its importance in the design of an artwork.

As already known, the conventional approach of designing of structures, is based on the fact that structure passively responds to external environmental impacts, mainly through a combination of resistance and the ductility of its elements. Our experience shows that this is not sufficient. Incorporation of a passive device, or a sort of a *muscle*, would make that part of the energy introduced into the structure which will then be absorbed and subsequently dissipated and thus will significantly reduce internal demands for resistance and ductility on primary elements of the structure. Such a *muscle* - tuned mass damper (TMD) attenuates the energy introduced into the base of the structure. Experimentally, a very positive effect was verified, which was produced by this *muscle*, when it is placed in its optimal position - the calibrated position.

"From the time that I was six years old I had the mania of drawing the form of objects. As I came to be fifty

...

...I shall be one hundred and ten, all that I do, every point and every line, shall be instinct with life—and I ask all those who shall live as long as I do to see if I have not kept my word".

"Që nga moshë gjashtë vjeç kam pasur pasion të vizatoj formën e objekteve. Deri në moshën pesëdhjetë vjeç botova shumë projekte, por gjithçka që kam krijuar para moshës shtatëdhjetë vjeç nuk vlen të përmendet. Tek në moshën shtatëdhjetë e tre vjeç kam filluar disi të kuptoj strukturën e natyrës së vërtetë, të kafshëve dhe kullotave, të bimëve, të zogjve, të peshqve dhe insekteve; rrjedhimisht, në moshën tetëdhjetë e tre vjeç unë përparova ende më shumë; ndërkaq nëntëdhjetë vjeç shpresoj të kem depërtuar në misterin e gjërave; si njëqind vjeçar, besoj se do të arrij një shkallë vendosmërisht të mrekullueshme; ndërsa kur unë do të jem njëqind e dhjetë vjeç, gjithçka që do të bëj, çdo pikë e çdo vijë, do të jetë nga instinkti jetësor- dhe, nga të gjithë ata që do të jetojnë njëkohësisht me mua unë kërktoj të shohin nëse kam arritur ta mbaj fjalën time."

Hokūsai (1760-1849), artist Japonez

1 Hyrje

Teknologjitë e reja informative e sidomos softueret e sofistikuara, të programuara sipas algoritmave të bazuar në metodën e elementeve të fundme, shpeshherë dinë të paraqesin rezultate jo të sakta dhe me shkelje flagrante të natyrës së vërtetë fizike të problemit të parashtruar. Tërë kjo jo vetëm për shkak të modeleve të dobëta analitike (matematikore), por pse ato kanë burimin në një varg hipotezash të parashtruara, të cilat bëjnë që modeli ynë të paraqesë vetëm një simulim të përafërt të realitetit. Disenjuesi i një strukture shpeshherë ndihet i humbur në morinë e rezultateve të panumërta të gjeneruara nga kompjuteri, gjë që tërë kjo mund të degjenerojë në humbjen e plotë të kontrollit të realitetit fizik të problemit.

Natyra na jep një mori dizajnesh të mrekullueshme “të disenjuar” dhe “të ndërtuar” në parimin e përfitimit të një rezultati optimal me minimum pune (energjie) të shpenzuar. Mjafton që vetëm të vrojtojmë më me kujdes përreth nesh dhe do të vërejmë një mori strukturash të krijuara nga natyra-*biostrukturat*, të cilat jo vetëm që kanë efekte të drejtëpërdrejta mbi ndjenjat dhe emocionet tona, por, po t'i vërejmë më me kujdes, ato janë të ndërtuara mbi po ato parime elementare ku zhvillohen edhe strukturat inxhinierike – nga më të thjeshtat e deri te ato më të komplikuarat.

Natyra krijon në atë mënyrë që, gjatë procesit të rritjes së një biostrukture, rritja ka tendencë të fortë të ndjekë vijat e tendosjes (tërheqjes dhe shtypjes). Fenomenet e botës fizike e cila na rrethon janë rezultat i drejtëpërdrejtë i veprimit të nënës Natyrë, fenomene të cilat gjatë manifestimit të tyre tentojnë fuqishëm të zhvillohen sipas ligjeve matematikore. Mjafton që, p.sh., të analizojmë vetëm ekuacionin e trifoliumit (*trifolium*) në formën e tij polare $r = a \cdot \cos(nt)$, i cili për $n > 1$ grafikisht fillon “të imitojë” lulet e ndryshme, në mënyrë që të kuptojmë se sa i fortë është ky interaksion, *Fig. 1.1*.

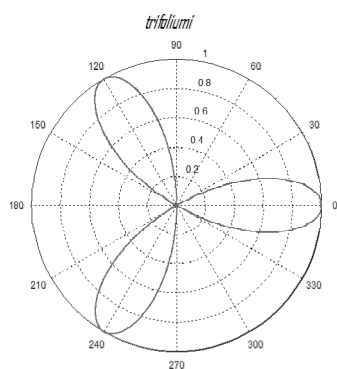


Fig. 1.1 Lakorja e trifoliumit (*lat. Trifolium pratense*): $r = a * \cos(n * t)$, $n = 3, a = 1$ (majtas – simulimi me MATLAB, djathtas – në natyrë).

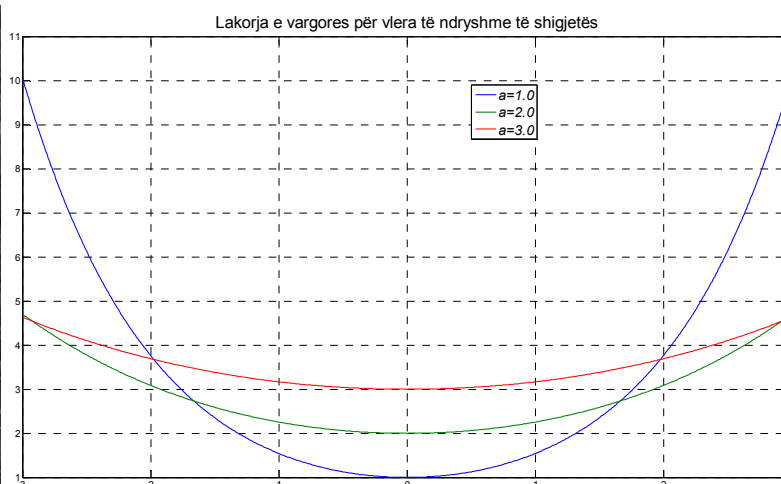


Fig. 1.2 Lakorja e vargores $y = \frac{a}{2} (e^{x/a} + e^{-x/a})$ për vlera të ndryshme të parametrin $a = H/p_0$

Shembuj tjerë do të ishin: rrjeta e merimangës, trungu i drunjve, fluska e sapunit (Fig. 1.2) e shembuj të tjerë të panumërt të strukturave të krijuara nga natyra nën veprimin e fuqishëm të ligjeve të saj, forma e të cilave mund të përshkruhet matematikisht.

Nuk duhet harruar kurrë fakti që, në botën e fizikës relativiste, gravitacioni mbisundon fenomenet natyrore dhe jetën mbi tokë. Manifestimi suprem i jetës përmes rritjes arrin që “ta mundë” atë, por vetëm për një kohë tejet të shkurtër, përderisa pasojat e veprimit të pareshtur të gravitacionit mund të vihen re më së miri tek bimësia e vyshkur ose edhe tek njerëzit e moshuar.

Një organizëm i gjallë lind, rritet dhe vdes i mbizotëruar plotësisht nga ky fenomen suprem. Sikurse një organizëm i gjallë që lind dhe zhvillohet nën kujdestarinë e përhershme të Natyrës dhe ligjeve të saj, një vepër arti po ashtu lind, zhvillohet dhe krijohet nën përkujdesjen e Disenjuesit të saj – njeriut.

Cilësia estetike dhe teknike e një veprë arkitektonike varet shumë nga bashkëpunimi në mes të arkitektit dhe inxhinierit strukturist, madje që nga faza e konceptimit të saj. Balancimi i nevojshëm në mes të funksionit arkitektonik, nga njëra anë, dhe e ekuilibrit të nevojshëm strukturor, nga ana tjetër, nuk mund të jetë asgjë tjetër përveç se fryt i një bashkëpunimi të sigurtë në mes të arkitektit dhe inxhinierit strukturist.

Në rast se Disenjuesi i veprave arkitektonike bie në gjumin e harresës së analogjisë së fortë, e cila ekziston në mes të objekteve të krijuara nga Natyra dhe të atyre të krijuara nga ai, veprat e artit që rezultojnë nuk kanë se si të mos e zhgënjëjnë vrojtuesin e tyre. Për fatin tonë të keq, qoftë për shkak të harresës së kësaj analogjie, qoftë për dëshirën e krijimit të modës ose edhe të afirmimit personal, kohët e fundit, në ambientin ku po jetojmë dhe më larg, janë realizuar dhe po realizohen “vepra arti” me cilësi plotësisht të dyshimta ose kiçi, shpeshherë me shkelje flagrante të parimeve themelore, sipas të cilave i krijon Natyra. Mendojmë se një objekt i krijuar nga njeriu, i cili shkel këto parime, nuk mund të jetë as i bukur e as i arrirë teknikisht. Ndjeshmëria e njeriut, si në pikëpamje emocionale, po ashtu edhe fiziologjike, kryesisht ka dy burime: burimin filogjenetik dhe atë rrethanor. Askush nga ne nuk ka shkallë të njëjtë ndjeshmërie ndaj fenomeneve natyrore, siç janë: zhurma, lëkundjet etj. Deri tani, janë bërë shumë hulumtime nga autorë të ndryshëm përkitazi me ndjeshmërinë e njeriut përballë lëkundjeve [1] dhe për njeriun i cili qëndron në këmbë. P.sh., pragu i shpejtimit (për lëkundjet vertikale) do të shtrihej nga 0.034 m/s^2 (lëkundje teksa të perceptueshme) deri në 1.80 m/s^2 (lëkundje të patolerueshme). Këto vlera janë të përfillshme për një brez frekuencash nga 1 deri 10 Hz. Standardet të cilat e trajtojnë këtë fenomen, për t'i cekur vetëm disa prej tyre, janë ISO 2631 dhe DIN 4150 [2].

Fatkeqësitë natyrore që po ndodhin kohët e fundit (tërmetet shkatërruese, dallgët gjigante-cunamet (*tsunamis*), erërat e forta të shoqëruara me rrëshqitje dherash, ortekët e borës etj.) po mobilizojnë vëmendjen e inxhinierëve strukturistë në gjetjen e mënyrave më të përparuara për mbrojtjen e strukturave inxhinierike.

Strukturat moderne, por edhe ato të ndërtuara më herët, siç janë: ndërtesat e larta, kullat, urat, oxhaqet etj., kanë një shkallë të lartë të ndjeshmërisë ndaj veprimit të forcave të cilat lindin si pasojë e fenomeneve natyrore e në veçanti ndaj lëkundjeve që lindin nga veprimi i erës dhe tërmeteve.

Siç dihet, qasja konvencionale kërkon që struktura, nëpërmjet kombinimit të shtangësisë (*rezistencës*), deformabilitetit (*duktilitetit*) dhe absorbimit (*disipimit*) të energjisë, t'iu kundërvihet këtyre forcave në mënyrë pasive. Përvoja po tregon se kjo nuk është e mjaftueshme.

Roli kryesor i pajisjeve inteligjente ("muskujve"), kur të njëjtat inkorporohen në strukturat inxhinierike, është të absorbojnë apo konsumojnë një pjesë të energjisë së futur në strukturë dhe, kështu, të zvogëlojnë, sadopak, kërkesën për harxhimin e energjisë në elementet primare të strukturës. Në këtë mënyrë, shanset e strukturës për mbijetesë, kur ajo do të ballafaqohet me efektet shkatërruese të fenomeneve natyrore, do të rriteshin në mënyrë të konsiderueshme.

Kjo tezë është një përpjekje që të nxitet vetëdijësimi i inxhinierit strukturist për rëndësinë e kthimit të kohëpaskohshëm "në origjinë": në strukturat e krijuara nga Natyra (*biostrukturat*) dhe në mundësitë e pafundme të cilat kjo fushë i ofron, si dhe në problemin e kohës – në strukturat inteligjente, me theks të posaçëm në shuarjen pasive të energjisë.

Në këtë punim do të shtrohen bazat teorike të njërës nga këto pajisje inteligjente: SHUARËSI MASË E KALIBRUAR (SHMK), ndërsa në mënyrë eksperimentale do të vërtetohet dobishmëria e aplikimit të tij.

Tema është e organizuar sipas strukturës që vijon:

- **Kapitulli 2** trajton disa nga numrat më me nam në historinë e shkencës: numrin e , numrin i dhe, numrin \emptyset . I pari - numri e , njihet edhe si numri i Euler-it, i dyti - numri i njihet si "numri imagjinar", përderisa i treti njihet me emrin "prerja e artë". Trajtimi i të njëjtëve bëhet në kuadër të prezencës së tyre në shprehjet matematikore të cilat synojnë të modelojnë sjelljen e strukturave inxhinierike apo fenomeneve të ndërlidhura me këto të fundit. Kapitulli "vërshohet" me trajtime nga më të thjeshtat-kryesisht përmes skicavë të bëra nga autori vet ose përmes grafikës statike. Janë dy fenomenet duale të cilat zënë një vend të rëndësishëm në këtë kapitull: shtypja dhe tërheqja.

- **Kapitulli 3** paraqet një ese filozofiko-historik të të lindjes së strukturave inxhinierike. Një rëndësi e posaçme i është kushtuar aspektit estetik që ka të bëjë me logjikën e formave, për të vazhduar me një orvatje për hedhjen e disa parimeve themelore sipas të cilave do të duhej trajtuar subjekti kur bëhet fjalë për projektimin e strukturave.
- **Kapitulli 4** trajton projektimin si një nga proceset më të rëndësishme të "prodhimit" të një vepre arti, duke filluar nga faza konceptuale, ajo ideore dhe deri tek projekti zbatues. Kapitulli më tutje i qaset dy problemeve kyçe në inxhinierinë moderne: ndjeshmërisë së strukturave si dhe ndjeshmërisë së njeriut-shfrytëzuesit ndaj inputeve të jashtme energjetike qoftë të natyrës statike apo dinamike. Fundin e këtij kapitulli duhet kuptuar si një pararojë të kapitullit të pestë.
- **Kapitulli 5** trajton qasjen jokonvencionale të projektimit të strukturave inxhinierike. Ky kapitull ndalet në kontrollin pasiv dhe në veçanti trajton njërën nga pajisjet për absorbim dhe disipim të energjisë - shuarësin masë e kalibruar (SHMK). SHMK-ja trajtohet në aspektin e tij teorik duke filluar nga rasti klasik i Den Hartog-ut për të vazhduar më tutje me sistemet me shumë shkallë lirie (SSHSHL). Në mënyrë eksperimentale dëshmohet dobia e aplikimit të një pajisje-apo siç e kemi quajtur "muskul" në zvoglimin e nevojës së brendshme për rezistencë dhe duktilitet të strukturës primare.
- **Kapitulli 6** paraqet një përmbledhje konkluzionet dhe rekomandime për aktivitete shkencore në të ardhmën.
- **Kapitulli 7** paraqet një përmbledhje të literaturës së shfrytëzuar gjatë hartimit të këtij punimi.

"...For the harmony of the world is made manifest in Form and Number, and the heart and soul and all the poetry of Natural Philosophy are embodied in the concept of mathematical beauty..."

D'Arcy Wentworth Thompson (1860-1948)

2 Mbi natyrën dhe proceset e saj

Fenomenet natyrore ndodhin dhe zhvillohen sipas një ligjshmërie të caktuar. Manifestimi i tyre mund të jetë i dukshëm ose edhe i padukshëm për syrin e njeriut, përderisa të njëjtat paraqiten ose sipas cikleve (periodave të përsëritjes, frekuencave..), ose edhe në mënyrë krejtësisht stihike dhe të paparashikuar (tërmetet, erërat e forta, rrëshqitjet e dheut, cunamet etj...).

Roli themelor i inxhinierit strukturist është që të bëjë identifikimin — parashtrimin e problemit në tërë kompleksitetin e tij dhe të bëjë zgjidhjen e tij. Gjatë këtij procesi, është me rëndësi jetike që të kuptohet natyra e vërtetë fizike e problemit të parashtruar, në mënyrë që të përvetësohet metoda adekuate shkencore për zgjidhjen e tij.

2.1 Mbi bukurinë e aparatit matematikor kundrejt sqarimit të fenomeneve natyrore me theks në struktura

Përderisa fizika, si shkencë, na mundëson të kuptojmë natyrën e vërtetë të problemit të parashtruar, matematika na ndihmon që ta përshkruajmë atë. Ky fakt dhe kjo mundësi, të cilën e ofron aparati matematikor, paraqet një ndihmë të madhe për inxhinierin. Bukuria e vërtetë e aparatit matematikor shprehet përmes forcës ndërmjetësuese të natyrës fizike të problemit dhe inxhinierit hulumtues. Varësisht nga problemi që herë do trajtuar në fushën e kontinuumit, herë në atë diskrete, ky aparat herë-herë di të jetë tejet i ndërlikuar e, herë-herë, aq i thjeshtë dhe aq evident sa të mrekullon me elegancën e tij.

Një përparësi e konsiderueshme të cilën e ka inxhinieri ndaj matematikanit është pikërisht fakti që përderisa matematikani hulumton dhe pothuajse përherë ndalon në domenin e abstraktes, inxhinieri kërkon me ngulm që të bindet me fakte dhe me

rezultate të prekshme dhe lehtë të krahasueshme me fenomenet e vrojtura, shpeshherë duke përdorur eksperimentin, si gjykatësin final të dyshimeve të mbetura në ndërdijen e tij.

2.2 Numri e , numri i , numri π , numri \emptyset dhe lidhshmëritë e tyre me strukturat

Nëse do të më lejohej të bëja ndonjë radhitje të formulave më të famshme në historinë e shkencës, atëherë do të rendisja në **vendin e parë** Ligjin e Dytë të Neëton-it $F = m * a$, në **vendin e dytë** do të vëja *katër ligjet* e Termodinamikës, në **vendin e tretë** shprehjen për ekuivalencën masë-energji të Einstein-it $E = m * c^2$, në **vendin e katërt** Teoremën e Pitagorës $c = \sqrt{a^2 + b^2}$ dhe në **vendin e pestë** do ta vendosja Formulën e Euler-it $e^{i\theta} = \cos(\theta) + i\sin(\theta)$.

Në këtë paragraf, rëndësi e posaçme do t'i kushtohet formulës së **pestë** në renditje – Formulës së Euler-it:

$$e^{i\theta} = \cos(\theta) + i\sin(\theta) \quad (2.1)$$

Po cila është fshehtësia dhe bukuria e kësaj shprehjeje matematikore? Kaq e thjeshtë në dukje të parë e, megjithatë, aq domethënëse për shkencën në përgjithësi dhe inxhinierinë në veçanti. Pyetja në të cilën këtu do të tentohet të jepet përgjigje është: Çka është numri e ? Cila është domethënia e kësaj shprehjeje? Çka realisht përfaqëson dhe prezanton shprehja $e^{i\theta}$? Po numri “imagjinar” i ? Dhe, përfundimisht, cila është rëndësia e kësaj shprehjeje në inxhinierinë e strukturave?

Do të ishte një goditje e ulët për matematikanin dhe inxhinierin e madh Euler, po të ndaleshim në nivelin e definimit të thjeshtë të natyrës (në të cilin ndalen shumica e matematikanëve – për fat të keq): “ $e^{i\theta} = \cos(\theta) + i\sin(\theta)$ ”. Le të fillojmë me rend.

2.2.1 Numri e , numri i dhe numri π

Numri e matematikisht përkufizohet me shprehjen:

$$e = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(1 + \frac{1}{n}\right)^n \quad (2.2)$$

ndërsa kuptimi esencial fizik i këtij numri, ashtu siç e kam kuptuar unë, është: numri e paraqet normën bazë të rritjes për të gjitha fenomenet natyrore (proceset) në rritje apo në zvogëlim (zhdukje, disipim) e sipër. Sikurse numri 1 që mund të paraqitet si

faktorizues bazë i të gjithë numrave të tjerë, numri e mund të paramendohet si një faktorizues bazë i fenomeneve natyrore në rritje apo në shuarje e sipër. Vlera e numrit $e = 2.718 \dots$ paraqet vlerën e rritjes në çast. Nga shprehja (2.2) lehtë mund të konkludohet se, ta zëmë, interesi të cilin do ta fitonim nëse do ta afatizonim 1€ me rendiment njëvjeçar 100%, në fund të vitit do të ketë vlerën 2.718 €. Ky do të ishte kuptimi i numrit e në financa. Por të kthehemi tek shprehja (2.1).

- Nëse parametrin θ i japim vlerën $\theta = 0$, $e^{i \cdot 0} = 1$, pra vërtetohet që $1 = 1$ — ky është postulati themelor i algjebres.
- Nëse θ i japim vlerën $\theta = \frac{\pi}{2}$, nga shprehja (2.1) fitohet $e^{i \cdot \frac{\pi}{2}} = i$, por $e^{i \cdot \frac{\pi}{2}} = e^{(i \cdot \pi)^{\frac{1}{2}}} = (e^{i \cdot \pi})^{\frac{1}{2}} = (-1)^{\frac{1}{2}} = i$, pra vërtetohet që $\sqrt{-1} = i$ numri “imagjinar”.

- Nëse θ i japim vlerën $\theta = \pi$, nga (2a) fitohet

$$e^{i \cdot \pi} = -1 \text{ ose } e^{i \cdot \pi} + 1 = 0 \quad (2.3).$$

Shprehja (2.3) me plotë të drejtë nga matematikanët quhet “elegante”, pasi që në vete përmban thjeshtësinë kaq të dëshiruar dhe njëkohësisht përmban kaq shumë informata përnjëherë – në të njëjtën shprehje na paraqiten katër nga konstantat më të famshme në matematikë (e , π , 1, 0) dhe i (numri i ashtuquajtur “imagjinar”).

- Mbetet të sqarohet roli i numrit të ashtuquajtur “imagjinar” i . Është pikërisht numri i , ai, i cili ia shton edhe më tepër jo vetëm bukurinë, por edhe rëndësinë formulës së Euler-it. Në ç’mënyrë? Për ta kuptuar në esencë prezencën e kësaj konstante, le të kthehemi prapa në kohë dhe t’i bëjmë një vizitë të shkurtër një tjetër gjiganti të historisë së matematikës – Brook Taylor-it.

Shprehja $e^{i\theta}$ e zhvilluar në seri të Taylor-it ka formën (2.4), si më poshtë:

$$e^{i\theta} = 1 + i\theta + \frac{(i\theta)^2}{2!} + \frac{(i\theta)^3}{3!} + \frac{(i\theta)^4}{4!} + \frac{(i\theta)^5}{5!} \quad (2.4),$$

$$e^{i\theta} = 1 + i\theta - \frac{\theta^2}{2!} - \frac{i\theta^3}{3!} + \frac{\theta^4}{4!} + \frac{i\theta^5}{5!} = 1 - \frac{\theta^2}{2!} + \frac{\theta^4}{4!} + \dots + i\theta - \frac{i\theta^3}{3!} + \frac{i\theta^5}{5!} + \dots$$

Rrjedhimisht, vërtetohet që

$$e^{i\theta} = \cos(\theta) + i\sin(\theta).$$

Në Fig.2.1 më poshtë, është paraqitur në mënyrë grafike formula (2.4). Në thelb, rritja apo shuarja (disipimi) i një procesi real, zhvillohet përgjatë boshtit real $e^{\theta} \rightarrow R_e$, ndërkaq kontributi i numrit të ashtuquajtur “imagjinar” i (dhe këtu qëndron e tërë

bukuria e tij) qëndron në faktin e rrotullimit të anëtarëve të serisë së Taylor-it (të paraqitur si vektorë në figurë) çdo herë për $\pi/2$

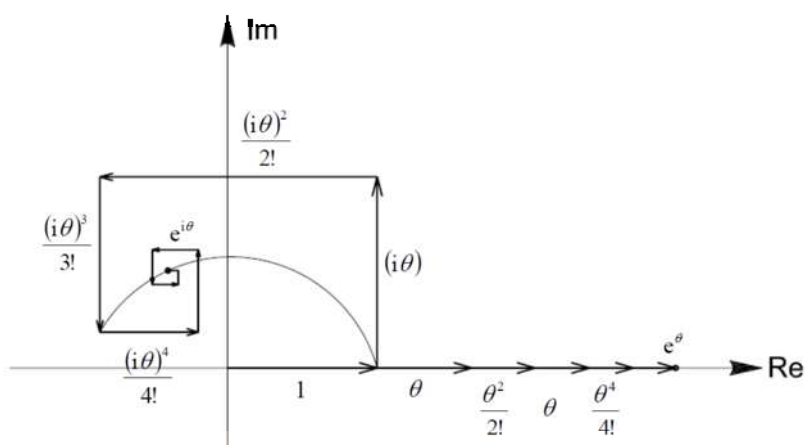


Fig. 2.1 Seria e Taylorit për $u(t) = r * e^{i\theta}$ ($r = 1$), përshkruan një lloj spirale logaritmike, ndërsa për vlerën reale të argumenti $i\theta$ konvergjon kah vlera reale e^θ .

Rrjedhimisht, kuptimi fizik i formulës së Euler-it (shih Fig. 2.2) është: formula e Euler-it flet mbi pozitën e një pike materiale, e cila në terma të kinematikës lëviz përgjatë trajektorës rrethore me rreze të rrethit $r = 1$. Kjo është lehtësisht e vërtetueshme, nëse nisemi nga fakti që forma polare e numrit në rrafshin kompleks është $u(t) = r * e^{i\theta} = r * e^{i\omega_n t} = r * (\cos \omega_n t + i * \sin \omega_n t)$.

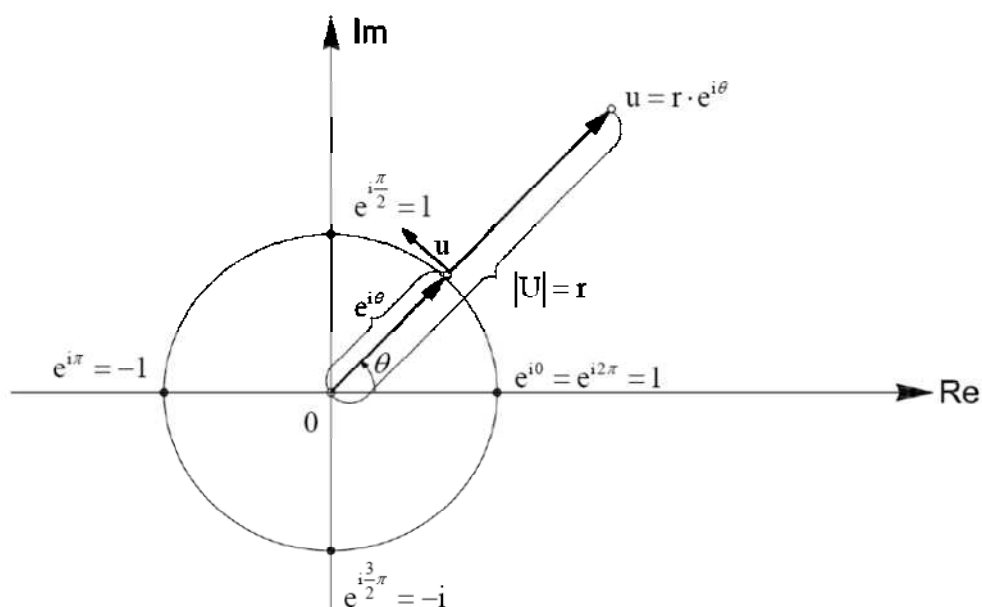


Fig. 2.2 Interpretimi fizik i formulës së Euler-it – trajektorja e pikës materiale, e cila lëviz nëpër rrethin me rreze njësi.

Për $r = 1$ fitohet formula e Eulerit, rrjedhimisht kemi të bëjmë me një rreth-njësi i cili është bazamenti i trigonometrisë.

Për të vërtetuar se numri i ashtuquajtur “imagjinar” i është numër sikurse të gjithë numrat e tjerë, do të vërtetohet që vlera e shprehjes (2.5) më poshtë është reale:

$$u = i^i \quad (2.5),$$

vërtet:

$$u = i^i = \left(e^{i \cdot \frac{\pi}{2}} \right)^i = e^{i^2 \cdot \frac{\pi}{2}} = e^{-1 \cdot \frac{\pi}{2}} \cong 0.20.$$

Përgjithësisht, tani e tutje numri i nuk do të quhet më “imagjinar”, por do të quhet konstanta i dhe do të trajtohet sikurse të gjithë numrat e tjerë realë.

Cila është rëndësia e shprehjes (2.1)-Formulës së Euler-it në inxhinierinë e strukturave?

–Është e shumëfishtë, por këtu do të cekim vetëm dy prej tyre:

▪ **Në Kinematikë**

Për një trup të supozuar si të ngurtë dhe të padeformueshëm (distanca në mes dy pikave materiale të trupit mbetet e njëjtë, si para, ashtu edhe pas kryerjes së lëvizjes) akëcila lëvizje e trupit në një rrafsh mund të paraqitet përmes shprehjes në rrafshin e numrave kompleksë (2.6), si vijon:

$$u(t) = r * e^{i\theta} + v \quad (2.6).$$

Mbledhësi i parë në shprehjen (2.6) përmban në vete koeficientin r , i cili nuk është asgjë tjetër veçse koeficienti i bymimit ose tkurrjes së trupit material (për $r = 1$, trupi mbetet me madhësi të njëjtë, sikurse para zhvendosjes, ndërsa për $r \neq 1$ shpreh tkurrjen ose bymimin e trupit (por duke ia garantuar ruajtjen e ngjashmërisë së vazhdueshme), si dhe faktorin $e^{i\theta}$, i cili ia mundëson atij (pra trupit) rrotullimin. Për $\theta = \omega * t$, zhvendosja rrotulluese transferohet në fushën kohore. Për ta rekapitulluar, shprehja $r * e^{i\theta}$ do të thotë lëvizje rrotulluese-dilatuese me garancinë e ruajtjes së ngjashmërisë së vazhdueshme.

Mbledhësi i dytë në shprehjen (2.6) mund të shihet lehtë se shpreh translacionin e trupit në rrafshin e dhënë.

Pra, shihet që shprehja (2.6) përmbledh pothuajse tërë kinematikën e lëvizjes së trupit në rrafsh, nga edhe buron forca e madhe e kësaj shprehjeje dhe dobitë e mëdha që mund të nxirren nga kjo.

I pari, i cili e ka dhënë shprehjen (2.6) – gjithsesi në një formë tjetër, ka qenë matematikani i madh Felix Klein, para gati 140 vjetësh në “*Neue Geometrie des Raumes*”. Forca e kësaj shprehjeje është, pa dyshim, shumë e madhe dhe, fatëkeqësisht, konsiderojmë të jetë shfrytëzuar tejet pak (në mos fare) në Kinematikën e pikës materiale apo të trupit material.

▪ Në Dinamikën e strukturave — lëkundjet e lira me shuarje nënkritike

Le të trajtojmë sistemin dinamik me një shkallë lirie (SNjShL), siç është dhënë në Fig. 2.3.

Ekuacioni diferencial që përcakton reagimin e sistemit në fjalë (Fig. 2.3), është:

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = -m \cdot \ddot{u}_g(t) + p(t) \quad (2.6),$$

$$u^t(t) = u_g(t) + u(t) \quad (2.6.1),$$

$$p_{eff} = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (2.6.2).$$

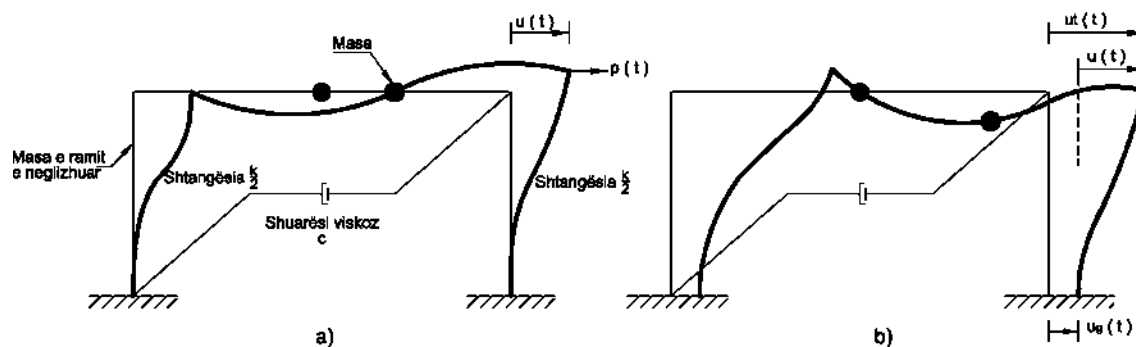


Fig. 2.3 Modeli matematik i strukturës me një shkallë lirie (SNjShL):

a) veprimi i forcës $p(t)$;

b) zhvendosja e truallit të nxitur nga tërmeti.

Zgjidhja e ekuacionit diferencial për rastin e lëkundjeve të lira në rrafshin e numrave kompleksë ka formën (2.7):

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (\bar{U}_1 e^{i\omega_d t} + \bar{U}_2 e^{-i\omega_d t}) \quad (2.7),$$

në të cilin \bar{U}_1 dhe \bar{U}_2 janë konstanta arbitrare komplekse (çift kompleksesh të konjuguara) dhe kanë vlerën sipas (2.8):

$$\begin{cases} \bar{U}_1 = \bar{U}_{1Re} + i\bar{U}_{1Im} = \bar{U}_{Re} + i\bar{U}_{Im} \\ \bar{U}_2 = \bar{U}_{2Re} - i\bar{U}_{2Im} = \bar{U}_{Re} - i\bar{U}_{Im} \end{cases} \quad (2.8).$$

Kështu, shprehja (2.7) mund të paraqitet në formën (2.9), si më poshtë:

$$u(t) = Ue^{-\zeta\omega_n t} \cos(\omega_d t + \alpha) \quad (2.9),$$

ku:

$$U = \sqrt{u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0 + \zeta\omega_n u_0}{\omega_d}\right)^2} \quad \text{është amplituda e lëkundjeve, ndërsa} \quad \tan \alpha = \frac{\dot{u}_0 + \zeta\omega_n u_0}{\omega_d u_0}$$

është këndi fazor. Grafikisht, në rrafshin e numrave kompleksë, shprehja (2.7) mund të paraqitet në Fig. 2.4 më poshtë:

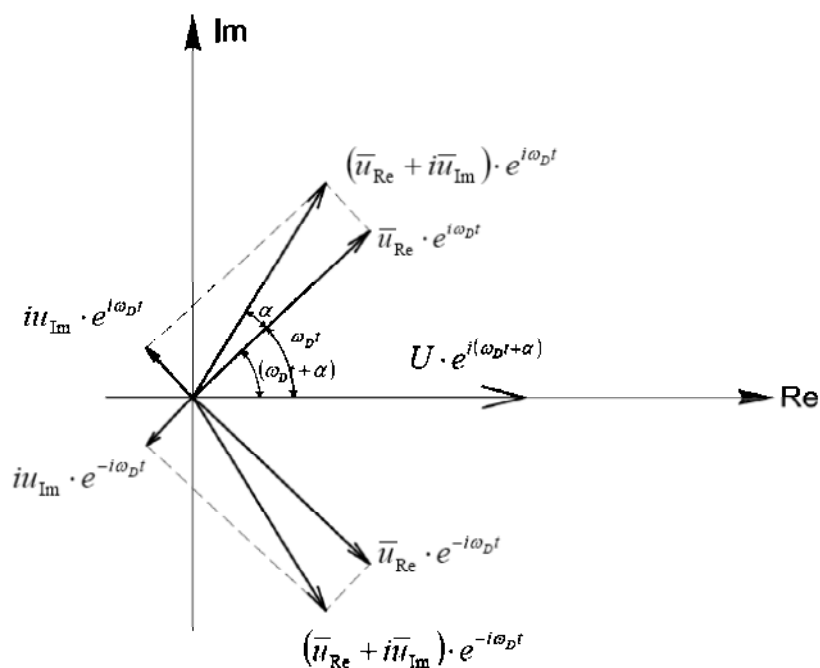


Fig. 2.4 Paraqitja grafike e ekuacionit (2.9) në rrafshin kompleks – për rastin e lëkundjeve të lira me shuarje nënkritike $\zeta < 1$.

Shprehja (2.8) është paraqitur grafikisht në formë vektoriale në rrafshin kompleks në Fig. 2.4 më lart, përderisa është më se e qartë se maja e resultantës së vektorit $\bar{U}_1 e^{i\omega_d t}$ përshkruan një lakore logaritmike, e cila është plotësisht e ngjashme me të mbledhurin e parë të shprehjes (2.6), me ç'rast:

$r = Ue^{-\zeta\omega_n t}$ paraqet faktorin e tkurrjes së procesit fizik – disipimit gradual.

Kjo, pra, ishte analogjia e dëshiruar për ilustrim!

2.2.2 Numri ϕ

Shumë herë, nga autorë të ndryshëm, tentohet që disa numra, si për shembull numri ϕ , i quajtur herë “prerja e artë”, herë “relacioni i artë”, qoftë të vishen me epitete të merituar, qoftë të glorifikohen dhe t’u jepen epitete joekzistuese dhe të pamerituara. Në këtë punim do të jepet një shembull (një ramë dykatëshe për lëkundjet e lira) në lëminë e strukturave inxhinierike, në esencën e së cilës na shfaqet njëri nga këta numra-numri ϕ .

Për të kuptuar esencën si dhe origjinën e numrit ϕ , duhet të nisemi nga vetë geometria e Euklidit, përkatësisht proporcionit si kuptim. Fjalori Oxford *Dictionaries* fjalën *proporcion* e definon si vijon: “A part, share or number considered in comparative relation to a whole”. D.m.th.: “Pjesë, racion ose numër i konsiderueshëm relacionesh krahasuese në një tërësi”).

Koncepti i proporcioneve ka preokupuar, preokupon dhe do të preokupojë mendjen e shumë dijetarëve dhe hulumtuesve të lëmnive të ndryshme – jo vetëm në lëminë e arkitekturës dhe artit. Vitruvi (Marcus Vitruvius Pollio, për afërsisht 80 PK), në veprën e tij “*De Architectura*” (10 vëllime) merret jo vetëm me këtë numër, por formuloi triadën e ashtuquajtur: *firmitas*, *utilitas*, *venustas* (qëndrueshmëria, shfrytëzueshmëria, hijeshia), e cila përcolli shekuj me radhë veprimtarinë njerëzore krah për krah ndërtimit dhe shërbeu si bazament për realizimin e disa veprave madhështore të artit, të cilat na mahnisin edhe sot e kësaj dite me magnitudën, forcën artistike, proporcionet dhe me bukurinë e tyre. Njëri prej dishepujve më besnikë të kësaj fryme të krijimtarisë njerëzore ishte pa dyshim Andrea di Pietro da Padova (i njohur më tepër si Andrea Palladio, 1508-1580) me librat e tij të njohur “*I quattro libri dell’Architettura*”, i cili konceptin e proporcioneve e ngriti në një nivel edhe më të lartë, ku mjafton të vrojtohet, për shembull, vetëm *Villa Emo*, në provincën e Trevizos-Itali, (Fig.2.5), për të kuptuar se magnituda, proporcionet, rregulli dhe përsëritja gjenden në zemrën e kësaj vepre arti, e cila të mahnitë dhe të nxitë emocione të forta kur e vrojton. Karakteristikë e saj është forma e strukturës në pajtueshmëri të plotë me fluksin e rrjedhjes së forcave, përderisa shkalla dhe përmasat e elementeve konstruktive nxisin një ndjenjë të lartë sigurie tek vrojtuesi i saj. Në të hetohet simetria si qelizë bazike e rregullit dhe harmonisë!



Fig. 2.5 Villa Emo, provincia di Treviso, Itali, Andrea Palladio, ku forma e elementeve strukture është në përputhje me fluksin e forcave.

Kur në arkitekturë flitet për harmoninë dhe proporcionet, mendja e shumicës shkon kah e ashtuquajtura “prerje e artë” (*golden section*) dhe e njëjta përmblihet përmes numrit ϕ . Ndër arkitektët që e kanë trajtuar më së thelli këtë koncept ka qenë Le Corbuisier, i cili, në traditën më të mirë të Vitruvit, zhvilloi *Modulor*-in bazuar kryesisht në numrin ϕ , përderisa shumë përpjekje tjera janë mbështetur më tepër në analiza spekulative me tendencë të glorifikimit dhe ndarjes së epiteteve të pamerituara ose edhe mungesës së këtyre epiteteve, kur ato ishin prezente. Në këtë paragraf nuk do të ndalem më tepër në çështjet që kanë të bëjnë me estetikën (një ese mbi estetikën do të jepet në kapitullin e tretë), përderisa këtu do të vërtetohet se strukturat e konceptuara dhe të dizajnuara sipas rregullit – si komponentë bazike e ligjeve të estetikës [3] shprehin tendencë të fortë që të lidhen me numrat, në këtë rast me numrin ϕ .

Le të rikthehemi për një çast prapa dhe t'i bëjmë një vizitë të shkurtër Euklidit, respektivisht Librit të gjashtë, Teoremës 30 (shih Fig. 2.6), sipas së cilës për të gjetur “prerjen e artë” të një drejtëze $a + b$, ku $a > b$ nevojitet që “pjesa e vogël”, d.m.th. b -ja, duhet të qëndrojë në relacion me pjesën më të madhe, d.m.th. me a -në, sikurse pjesa e madhe a me gjatësinë e segmentit të plotë, d.m.th. $a + b$. Kjo ndryshe mund të shprehet përmes relacionit (2.10):

$$b/a = a/(a + b) \quad (2.10)$$

ose

$b \cdot (a + b) = a^2$, nga

$a = 1.618 \cdot b$, $b = 1/a = 0.618 \cdot a$

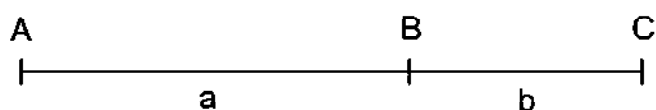


Fig. 2.6 Ndarja e drejtëzës në vlerat e saj mesatare dhe ekstreme (sipas Euklidit, Libri 6).

▪ **Fibonacci i ri-vizituar**

Leonardo Pisano Bigollo apo thjesht – Fibonacci ishte pa dyshim një matematikan i veçantë dhe i cili njihet kryesisht për librin e tij “*Liber Abaci*” (Libri i llogaritjeve). Njëra nga seritë e famshme të këtij matematikani të shquar ishte ajo e dhënë këtu më poshtë [4] me shprehjen (2.11):

$$F_n = F_{n-1} + F_{n-2} \quad (2.11),$$

ndërsa seria

$$F = 1 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{F_n \cdot F_{n+1}} \text{ ka për vlerë kufitare numrin } \phi, \text{ si vijon } \lim_{n \rightarrow \infty} F = \phi.$$

Forma e zhvilluar e serisë së dhënë me shprehjen (2.11) këtu sipër, është

$$1, 1, 2, 3, 5, 8, 13, 21, 34, 55, 89, 144, 233, \dots \quad (2.12).$$

Në Tabelën 2.1, këtu poshtë, jepet një krahasim tejet interesant, që buron nga shprehja (2.11):

Tabela 2.1 Raporti në mes të anëtarëve fqinj të serisë së Fibonacci-t.

F_n	F_{n+1}/F_n
1	
1	1
2	2
3	1.5
5	1.667
8	1.600
13	1.625
...	...
144	1.617
233	1.618 = ϕ

Po, cili është kuptimi praktik i kësaj që u tha më sipër? Le të fillojmë së pari me analizën e guaskës së Nautilusit, dhënë në Fig. 2.7.

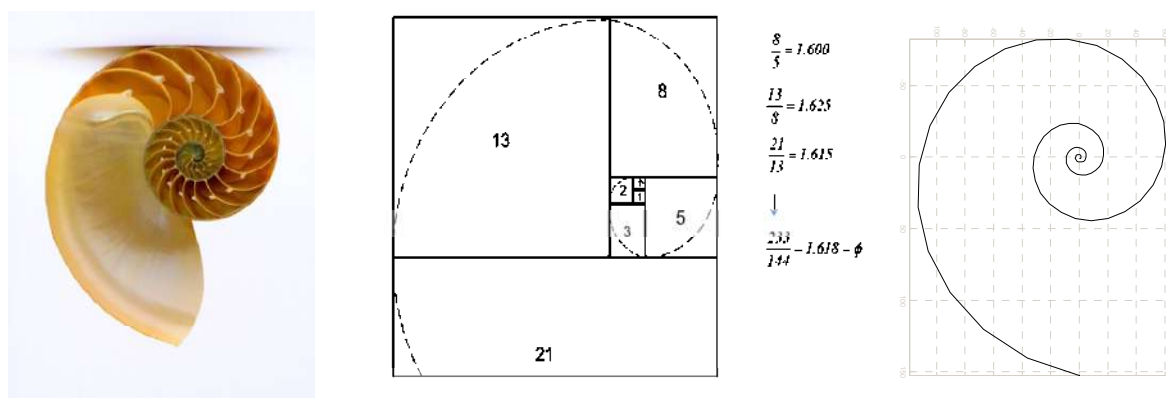


Fig.2.7 Guaska e Nautilusit (a) [5], spiralja logaritmike (b) e ndërtuar duke iu referuar vetisë së serisë së Fibonaçit dhe simulimi me Matlab (c).

Po e përsërisim edhe një herë shprehjen (2.6), e cila është prezente në që të tri ilustrimet e Fig.2.7, rrjedhimisht $u(t) = r * e^{i\theta} + v$. Në këtë rast $v = 0$, andaj $u(t) = r * e^{i\theta}$. Shprehja e fundit për $u(t)$ shpreh ekuacionin matematik të rritjes [5] së Guaskës së Nautilusit dhe në veten e saj përmban disa nga komponentet themelore të së bukurës: *rregullin, përsëritjen, ngjashmërinë e vazhdueshme* me rezultatin final që është ai i “prerjes së artë”-numrit ϕ (shih Fig.2.7 – b më lartë).

Le të shqyrtojmë ramën tërthore dykatëshe (*shear frame*) të dhënë si më poshtë në Fig.2.8 [19], për rastin e lëkundjeve të lira pa shuarje:

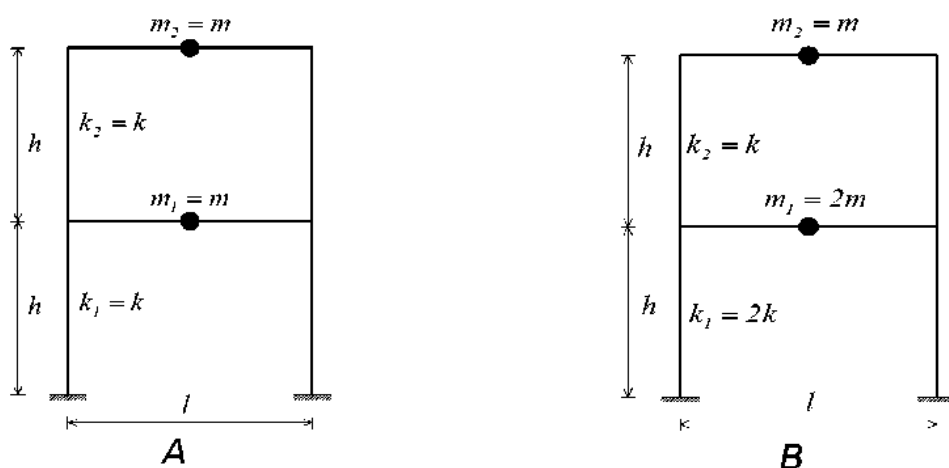


Fig.2.8 Rama dykatëshe me masa dhe shtangësi të ndryshme.

Në Fig.2.8, si më sipër, janë dhënë modelet matematikore (analitike) të të dy ramave dykatëshe, të cilat kanë shtangësi dhe masa të përqendruara të ndryshueshme

nëpër kate. Duke shfrytëzuar Ligjin e Dytë të *Newtoni*-t, reagimi dinamik (ekuacioni diferencial) i sistemeve në fjalë jepet me ekuacionin (2.13):

$$m_n \cdot \ddot{u}_n(t) + c_n \cdot \dot{u}_n(t) + k_n \cdot u_n(t) = 0 \quad (2.13)$$

ose në formë matricore (2.14), për rastin e këkundjeve të lira pa shuarje

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{u}_1(t) \\ \ddot{u}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.14).$$

Nëse zëvendësohen:

$\alpha = m_2/m_1$, dhe $\beta = k_2/k_1$ dhe duke u bazuar në ekuacionin (2.15) për vlerat vetjake

$$([K] - \omega_n^2 \cdot [M]) \cdot \{\emptyset\} = \{0\} \quad (2.15),$$

fitohet

$$\left(\begin{bmatrix} k_1 + \beta \cdot k_1 - \omega_n^2 \cdot m_1 & -\beta \cdot k_1 \\ -\beta \cdot k_1 & \beta \cdot k_1 - \omega_n^2 \cdot \alpha \cdot m_1 \end{bmatrix} \right) \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{11} \\ \emptyset_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.16),$$

nga rrjedh ekuacioni karakteristik

$$\alpha \cdot m_1^2 \cdot \omega_n^4 - k_1 \cdot m_1 \cdot (\alpha \cdot \beta + \alpha + \beta) \cdot \omega_n^2 + k_1^2 \cdot \beta = 0 \quad (2.17).$$

▪ **Rasti A**

Për rastin e shtangësive dhe masave të njëjta për të dy katet, d.m.th.:

$\alpha = m_2/m_1 = m/m = 1$, dhe $\beta = k_2/k_1 = k/k = 1$, fitohet

$$m^2 \cdot \omega_n^4 - 3 \cdot k \cdot m \cdot \omega_n^2 + k^2 = 0 \quad (2.18).$$

Pas zëvendësimit të $\omega_n^4 = t^2$ dhe zgjidhjes së ekuacionit korrespondues kuadratik, si dhe kryerjes së disa operacioneve elementare matematikore, fitohen vlerat e frekuencave rrethore të lëkundjeve si vijon:

$$\omega_1 = 0.618 \cdot \sqrt{k/m} \text{ dhe}$$

$$\omega_2 = 1.618 \cdot \sqrt{k/m}.$$

Konstatimi i parë: hetohet prezenca e “prerjes së artë” (numrit \emptyset) në të dy vlerat për frekuencë rrethore.

▪ **Rasti B**

Nga Fig. 2.8, rasti B, kemi:

$$\alpha = m_2/m_1 = m/2m = 1/2, \text{ dhe } \beta = k_2/k_1 = k/2k = 1/2, \text{ ku fitohet}$$

$$2 \cdot m^2 \cdot \omega_n^4 - 5 \cdot k \cdot m \cdot \omega_n^2 + 2 \cdot k^2 = 0 \quad (2.19).$$

Pas zgjidhjes së ekuacionit (2.19) dhe pas kryerjes së disa operacioneve elementare matematikore, fitohet si vijon:

$$\omega_1 = 0.707 \cdot \sqrt{k/m} \text{ dhe}$$

$$\omega_2 = 1.414 \cdot \sqrt{k/m}.$$

Konstatimi i dytë: hetohet “zhdukja” e “prerjes së artë” në të dy vlerat për frekuencë rrethore.

Në Fig. 2.9, më poshtë, janë paraqitur dy rama (rasti C dhe rasti D) të ngjashme me ato të dhëna në Fig. 2.8, porse në këtë rast me dy fusha. I vetmi dallim në mes të rastit C dhe D është që në rastin D koka e shtyllës së mesit në katin e parë është e lidhur me trarin me çernierë (nyjëtesë), për dallim nga rasti C, ku ajo është e lidhur në mënyrë të shtangët (shih Fig. 2.9).

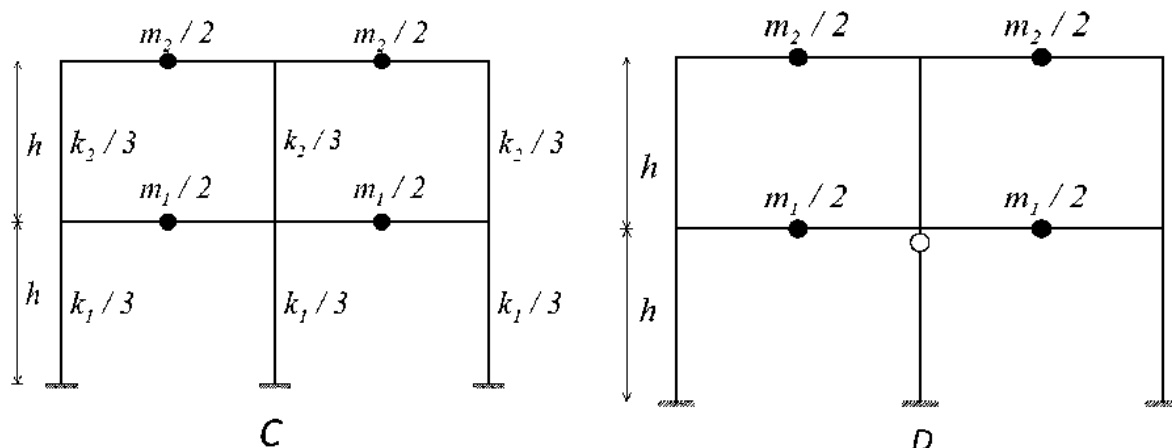


Fig. 2.9 Rama dykatëshe me masa dhe shtangësi të ndryshme nëpër kate.

Edhe në këto dy raste, do të shqyrtohet reagimi dinamik për rastin e lëkundjeve të lira pa shuarje (aftësi disipative) të strukturës:

$$m_n \cdot \ddot{u}_n(t) + c_n \cdot \dot{u}_n(t) + k_n \cdot u_n(t) = 0 \quad (2.20)$$

ose në formë matricore (2.21), për rastin e këkundjeve të lira pa shuarje:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{u}_1(t) \\ \ddot{u}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.21).$$

Nëse zëvendësohen:

$\alpha = m_2/m_1$ dhe $\beta = k_2/k_1$ dhe duke u bazuar në ekuacionin (2.22) për vlerat vetjake

$$([K] - \omega_n^2 \cdot [M]) \cdot \{\emptyset\} = \{0\} \quad (2.22),$$

fitohet

$$\left(\begin{bmatrix} k_1 + \beta \cdot k_1 - \omega_n^2 \cdot m_1 & -\beta \cdot k_1 \\ -\beta \cdot k_1 & \beta \cdot k_1 - \omega_n^2 \cdot \alpha \cdot m_1 \end{bmatrix} \right) \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{11} \\ \emptyset_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.23),$$

nga rrjedh

$$\alpha \cdot m_1^2 \cdot \omega_n^4 - k_1 \cdot m_1 \cdot (\alpha \cdot \beta + \alpha + \beta) \cdot \omega_n^2 + k_1^2 \cdot \beta = 0 \quad (2.24).$$

▪ **Rasti C**

Për rastin e shtangësive dhe masave të njëjta për të dy katet, d.m.th.:

$\alpha = m_2/m_1 = m/m = 1$, dhe $\beta = k_2/k_1 = k/k = 1$, fitohet

$$m^2 \cdot \omega_n^4 - 3 \cdot k \cdot m \cdot \omega_n^2 + k^2 = 0 \quad (2.25).$$

Pas zëvendësimit të $\omega_n^4 = t^2$ dhe zgjidhjes së ekuacionit korrespondues kuadratik, si dhe kryerjes së disa operacioneve elementare matematikore, fitohen vlerat e frekuencave rrethore të lëkundjeve si vijon:

$$\omega_1 = 0.618 \cdot \sqrt{k/m} \text{ dhe}$$

$$\omega_2 = 1.618 \cdot \sqrt{k/m}.$$

Konstatimi i tretë: hetohet prezenca e “prerjes së artë” në të dy vlerat për frekuencë rrethore.

▪ **Rasti D**

Nga Fig. 2.9, rasti B, kemi

$\alpha = m_2/m_1 = m/2m = 1/2$, dhe $\beta = k_2/k_1 = k/2k = 1/2$, porse në këtë rast

$$k_1 = 2 \cdot \left(\frac{12EJ}{h^3} \right) + 3 \cdot \left(\frac{3EJ}{h^3} \right) = \left(\frac{27EJ}{h^3} \right), \quad k_2 = 3 \left(\frac{12EJ}{h^3} \right) \text{ dhe}$$

$$k_2 = 1.333 \cdot k_1$$

$$m^2 \cdot \omega_n^4 - 3.666 \cdot k \cdot m \cdot \omega_n^2 + 1.333 \cdot k^2 = 0 \quad (2.26).$$

Pas zgjidhjes së ekuacionit (2.26) dhe pas kryerjes së disa operacioneve elementare matematikore, fitohet si vijon:

$$\omega_1 = 0.6397 \cdot \sqrt{k/m} \text{ dhe}$$

$$\omega_2 = 1.804 \cdot \sqrt{k/m}.$$

Konstatimi i katërt: hetohet “zhdukja” e “prerjes së artë” në të dy vlerat për frekuencë rrethore.

Konstatimi i përgjithshëm: “Prerja e artë” është prezente në rastet kur struktura ka rregull të shpërndarjes së shtangësive dhe masave nëpër kate. Në rastin kur ky rregull mungon (ndryshim i shtangësive, d.m.th. ndryshim i sistemit statik) si edhe ndryshimi i shpërndarjes së masave nëpër kate, atëherë “prerja e artë” zhduket nga vlerat përkatëse të frekuencave rrethore. Nuk duhet të harrohet fakti që, gjithsesi, kemi të bëjmë me një rast të idealizuar, në të cilin mungojnë komponentat e ndërlidhura me deformimin aksial të shtyllave të ramës.

2.2.3 Biostrukturat – struktura të ndërtuara nga “natyra”

Dihet se fenomenet natyrore zhvillohen sipas ligjshmërive të caktuara. Por, a krijon natyra në mënyrë të disiplinuar dhe të rregullt apo në mënyrë kaotike dhe të parregullt – kjo është një pyetje e vjetër po aq sa edhe vetë historia njerëzore dhe gjetja e së vërtetës mbetet njëra nga detyrat më të vështira për njeriun. Në veprën e tij “Mbi rritjen dhe formën” (“*On Growth and Form*”) [5], D'Arcy Thompson, thotë: “Ne mësojmë dhe mësojmë, por kurrë nuk do të njohim të tërën, qoftë edhe mbi gjënë më të vogël dhe më të thjeshtë...” (“*We learn and learn, but never know it all, about the smallest, humblest thing...*”).

Duke iu referuar tani Inxhinierisë, mund të thuhet se njëra nga sfidat e përhershme mbetet pasqyrimi dhe “imitimi” i saktë i natyrës, i ligjeve të saj, përmes krijimit të

modeleve matematikore dhe fizike e deri te realizimi i strukturave konkrete inxhinierike. Natyrisht, do të themi se sfida është fituar dhe “e vërteta” e synuar është arritur, kur rezultatet e eksperimenteve në shkallë të reduktuar apo reale përafrohen mirë me ato të fituara përmes simulimeve teorike.

Njëri prej fenomeneve natyrore i cili dikton jetën në planetin tonë është gravitacioni. Ky faktor i përhershëm nuk bën të harrohet kurrë nga inxhinieri strukturist, dhe nga arkitekti po ashtu, gjatë procesit “të krijimit” të një strukture. Nga pikëpamja strukturore mund të thuhet se ajo projektohet pikërisht si “sfidim” i forcave gravitacionale, krahas dhe veprimeve të tjera eventuale, si p.sh. era e tërmeti (në fakt, edhe madhësia e forcave sizmike është shumë e varur nga forcat gravitacionale - paraqesin një përqindje të caktuar të tyre). Aktualisht, gati kudo në botë vërehen tendenca për struktura “spektakolare” për nga forma e tyre në plan dhe lartësi. Por, pa vënë kufizime të ngurta për shprehjet dhe stilet estetike, duhet pasur parasysh se përvoja ka treguar që, sidomos për rajonet sizmike, zgjidhjet e mira njëherësh arkitekturore dhe strukturore arrihen kur harmonizohen kërkesat e tyre përkatëse, duke u dhënë përparësi këtyre parimeve: *thjeshtësisë, rregullsisë, simetrisë, përsëritjes dhe ngjashmërisë përmes variacioneve të formave gjeometrike*. Në thelb, pikërisht këto janë evidente dhe në shumë “struktura” të çuditshme, ku, me “bëmat” e veta, natyra ka lënë vulën e saj “inxhinierike”. Të tilla mund të përmenden disa “ura natyrore” në Owachomo, Utah, USA. Në *Fig. 2.10* është paraqitur njëra prej tyre, me hapësirë drite $l = 55m$ dhe lartësi (shigjetë) $h = 32 m$.



i)

j)

Fig. 2.10 “Ura natyrore” në Owachomo, Utah, ShBA dhe “Sälginatobel brücke”, në Schiers – Zvicër, vepër e Robert Maillart [6].

Le të shohim tani se ç'kanë të përbashkët vija e zinxhirit apo e litarit ("vargorja"), ura e varur dhe rrjeta e merimangës. Për këtë, po i referohemi së pari një litar (kablli) me hapësirë l , shigjetë f dhe me mbështetës që ndodhen në të njëjtin nivel horizontal (Fig.2.11). Nga Teoria e Strukturave dihet se një litar me fleksibilitet të lartë nuk ka aftësi të punojë as në përkulje, as në shtypje, as në prerje e as në përdredhje, por vetëm në tërheqje. Në Fig.2.11 duket se litar i nënshtrohet ngarkesës së shpërndarë $q(x)$, e cila mund të jetë ngarkesë e jashtme apo edhe vetë pesha vetjake e tij. Ndërkaq, me $p(s)$ aty është shënuar po e njëjta ngarkesë, por tani referuar vijës "s" të vetë litarit.

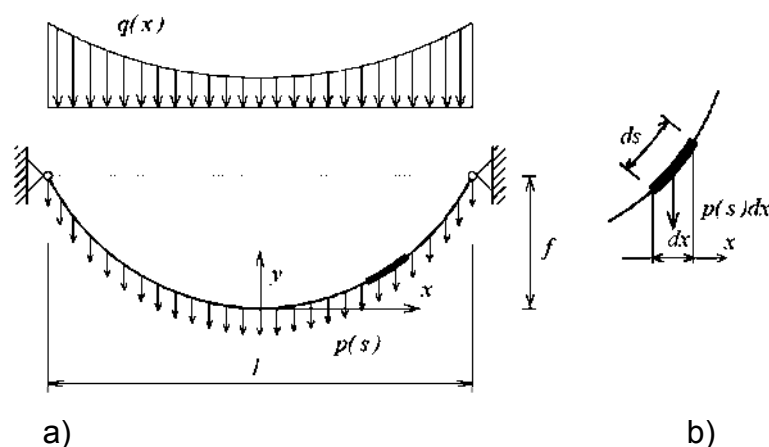


Fig.2.11 Litar i përkulshëm (vargorja) nën veprimin e ngarkesës $p(s)$ përgjatë aksit të tij.

Nga kushtet e ekuilibrit të një elementi p.m.v. ds të litarit (shih Fig.2.11 – b), merret lehtë ekuacioni diferencial linear i shkallës së dytë i uljeve "y" të litarit, si vijon:

$$y'' = q(x)/H \quad (2.27),$$

ku: H është komponenti horizontal i tërheqjes së litarit.

Nga zgjidhja e këtij ekuacioni, për ngarkesë konstante $q(x) = q_0$, për uljet merret shprehja:

$$y = \frac{(q_0 x^2)}{(2H)} \quad (2.28),$$

e cila paraqet formën racionale të litarit dhe në fakt është një parabolë e shkallës së dytë. Praktikisht, forma racionale parabolike është e vlefshme për fazën kur litar (kablli, zinxhiri, ose një strukturë e varur "e përfaqësuar" nga këto vija) gjendet në

shfrytëzim, d.m.th. kur ngarkesat e ndryshueshme (*variable actions*, sipas *Eurokodit*) [7] janë dominuese ndaj peshës vetjake të litarit.

Por, në rastin kur pesha vetjake është dominante, d.m.th. kur jemi në fazën e montimit të litarit, përkatësisht kabllit ose strukturës së varur, apo kur edhe në fazën e përhershme litari funksionon si i veçuar (ky është rasti më i shpeshtë për “strukturat” e krijuara nga natyra), ngarkesa vertikale $p(s) = p_0$ e shpërndarë sipas aksit të litarit, atëherë lakorja e cila përshkruan formën e litarit [8] mund të shprehet si:

$$y = \frac{H}{p_0} \left(\cosh \frac{p_0}{H} x \right) \quad (2.29).$$

Kjo është shprehja matematikore e vijës apo e formës gjeometrike që merr një litar, zinxhir ose strukturë e varur me shkallë të lartë fleksibiliteti (pa ngurtësi ndaj përkuljes), e cila i nënshtrohet peshës së saj vetjake. Shpesh ajo quhet katenoidë (nga italishtja: *catena* – *zinxhir*), ndërsa në shqip mund të quhet *vargore*. Në *Fig. 2.12*, më poshtë-majtas, është bërë një krahasim i simuluar (me Matlab) në mes të lakores së vargores dhe asaj të parabolës, ku mund të shihet dallimi fare i vogël që ekziston në mes tyre, përderisa në *Fig. 2.12* (në mes) paraqitet rrjeta e merimangës dhe në *Fig. 2.12* (djathtas) jepet një foto e një ure të varur (*Pùnt da Suransuns*, Tiers, CH, projektues: Jürg Conzett, [9]), me qëllim të krahasimit të formës të cilën e merr një strukturë e krijuar nga njeriu (ura e varur) dhe një strukturë e krijuar nga natyra (rrjeta e merimangës) si dhe shprehja matematikore (2.29), e cila i përkufizon edhe njëërën edhe tjetrën.



Fig. 2.12 Vargorja (vija e ndërprerë) vs, parabola (vija e plotë), si dhe analogjitë e saj me biostrukturat (rrjeta e merimangës) dhe ura e varur [56].

Si karakteristikë themelore, qoftë e strukturës së krijuar nga natyra, qoftë e asaj të krijuar nga njeriu, është forma e “vargores” (katenoidës) matematikisht të përshkruar nga ekuacioni (2.27) dhe grafikisht të paraqitur në *Fig.2.12* (majtas) – është prezenca e numrit “*e*” (numri i *Euler-it* apo, siç quhet nganjëherë, numri i *Neper-it*). Përderisa faktori H/p_0 përmban në veten e tij aspektin mekanik të strukturës së varur, numri “*e*” kushtëzon formën e vargores dhe aty është i pranishëm që t’u “tregojë” rrugën këtyre formave. Në këtë kuptim mund të flitet për të ashtuquajturat “bio-struktura”. Fizikisht, edhe kablli, litari, zinxhiri apo ura e varur, si edhe fija e merimangës tentojnë kah një gjendje e natyrshme, racionale – ajo e biostrukturës. Sikurse dihet, edhe shprehjet analitike të formave racionale të harqeve e përmbajnë këtë numër irracional.

2.3 Forma e një strukture dhe rezistenca mekanike

Një patern strukturor ofron qëndrueshmëri në rrafshin global përderisa qëndrueshmëria e tij mund të kuptohet edhe si një “shumë” e rezistencave lokale të përqendruara në prerjet tërthore të elementeve të tij, përkatësisht të materialeve nga të cilat përbëhet. Që një strukturë ofron nivele të ndryshme të qëndrueshmërisë varësisht nga forma e saj hapësinore, dihet me mija vjet para se shkencë mbi strukturat të vëhet në binarët e saj [10] të bazuar mbi parimet themelore të mekanikës klasike. Para çerekut të parë të shekullit *XVIII* [10], që konsiderohet si periudhë formuese e shkencës mbi strukturat (*discipline-formation period*), paraardhësit tanë patën kaluar pothuajse 4000 vjet në një veprimtari të bazuar kryesisht në metodën “ndreq-prish-ndreq” (*build-ruin-ribuild*), në përvojën paraprakisht të fituar, në trashëgiminë dhe në ligjet e harmonisë. Është mbresëlënës fakti që edhe pse njohuria e tyre përkitazi me parimet themelore të mekanikës ishte e një niveli pothuajse joekzistues, ata, megjithatë, arritën të krijojnë vepra madhështore arti, të cilat edhe sot e kësaj dite na mahnitin me elegancën dhe bukurinë e tyre. Forma dhe konfiguracioni tredimensional i një strukture kanë një rëndësi të madhe, kur kemi të bëjmë me rritjen e aftësisë së saj për t’iu rezistuar ngarkesave të jashtme dhe për t’i përmbushur kërkesat të cilat kanë të bëjnë me shfrytëzueshmërinë dhe “mbijetesën” e saj. Zgjedhja e kësaj forme ishte dhe mbetet një proces përherë në zhvillim e sipër dhe është në përputhje të plotë me evolucionin, pasi çdo formë e cila

qëndron në një raport të drejtë me *adaptimin* (si një ga parimet bazë mbi të cilat bazohet zhvillimi i botës organike) ndaj mjedisit ia rrit shansin vetvetes për mbijetesë. Nga ky parim e ka burimin edhe qasja e njeriut, si pjesë e pandashme e natyrës gjatë përzgjedhjes së formave konstruktive, duke filluar qysh nga Mesopotamia e lashtë e deri në ditët e sotme. Mjafton, për shembull, që një flete A4 (Fig. 2.13) t'i japim një kurbaturë të vogël dhe qartazi të bindemi për dobinë e këtij veprimi elementar, në relacion me rritjen e konsiderueshme të qëndrueshmërisë së saj, dhe atë, jo vetëm në raport me peshën e saj vetjake, por edhe me ndonjë ngarkesë tjetër shtesë, sikurse lapsi apo goma.



Fig. 2.13 Majtas: Fleta A4 në rrafsh ($\rho = 0$); në mes: Fleta A4 e ngritur nga rrafshi; djathtas: sipërfaqja cilindrike e lirë dhe rritja e aftësisë mbajtëse ($\rho = \rho_0$).

Ku qëndron fshehtësia e rezistencës së shtuar e kësaj strukture primitive? Ajo qëndron pikërisht në faktin e ndryshimit (rritjes) të shtangësisë së saj përmes gjenerimit të një forme të lirë tredimensionale (tripërmasore) si dhe rritjes së kurbaturës nga një vlerë $\rho = 0$ (në rrafsh), deri te një vlerë e caktuar $\rho = \rho_0$ (sipërfaqja cilindrike). Matematikisht, rritja e shtangësisë mund të sqarohet përmes shprehjes së mirënjohur (2.30), ndërkaq fizikisht me rritjen e rezistencës së brendshme (rezistencës në përkulje) të elementit në fjalë, nga një vlerë tejet e vogël $M \cong 0$ në një vlerë të caktuar $M = M_0$, dhe kjo përmes ndryshimit të një parametri të vetëm – rrezes së kurbaturës r :

$$M/EI = 1/r = \rho \quad (2.30).$$

Rëndësi jetike për rritjen e rezistencës dhe shtangësisë së një strukture kanë jo vetëm forma dhe materiali nga i cili përbëhet ajo strukturë, por edhe prerja tërthore e elementeve të saj. Biostrukturat (strukturat e krijuara nga natyra) janë produkt i

miliona vitesh veprimi të parimit të *adaptimit* dhe të *seleksionimit* natyror, dhe vetëm llojet të cilat kanë arritur t'i "binden" evolucionit janë ende prezente dhe marrin pjesë në mënyrë aktive në shpërndarjen e mëtutjeshme të jetës në përgjithësi. Si shembull për ilustrimin e kësaj që u tha më lartë mund të merret kërcelli i kallirit të grurit, prerja tërthore e të cilit është rrethore (Fig. 2.14 - djathtas). Po përse natyra ka "zgjedhur" këtë trajtë—prerje tërthore e jo një tjetër, është fare e lehtë për ta kuptuar, nëse dihet që bima e grurit gjatë jetës së saj i nënshtrohet veprimit të forcave të ndryshme, siç është ajo e erës, dhe inxhinieri e di mirë që trajta—prerja tërthore (tubi) ka përparësinë e sigurimit të rezistencës së njëjtë në të dy drejtimet horizontale dhe një rezistencë të lartë ndaj përdredhjes. Qartazi, natyra ka bërë seleksionimin (përzgjedhjen) e duhur.

Është interes i veçantë të deshifrohet ky proces adaptimi dhe të mund të bëhet një studim i cili përfshinë aspektet strukturore përmes një "anatomie krahasuese". Për ta ilustruar këtë që u tha më lartë, do të fillohet, pikësisht, me studimin e një prej prerjeve tërthore më të përdorura në formë katërkëndëshi. Nëse prerjes tërthore në fjalë ia mungojmë atë masë të cilën ne inxhinierët e quajmë "afër zonës neutrale" dhe ia lëmë vetëm fletën vertikale (murin vertikal) dhe brezat e saj, atëherë fitohet prerja tërthore në formë "I"-je, po ashtu gjerësisht e përdorur në strukturat metalike (Fig. 2.14 - majtas). Kjo ndërhyrje, edhe pse sjell një përmirësim të çmueshëm për sa i përket ekonomizimit të materialit, sjell vetëm një përmirësim të pjesërishëm për shtangësinë e prerjes tërthore (e me këtë edhe të elementit), pasi që ky përmirësim përqendrohet vetëm në njërin nga rrafshet e prerjes tërthore – rrafshi $y - y$.

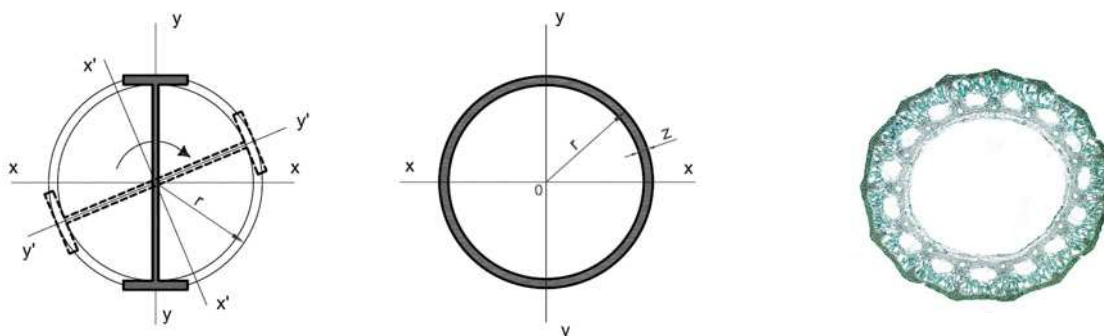


Fig. 2.14 Majtas: prerja tërthore në formë "I"-je; në mes: prerja tërthore në formë tubi; djathtas: prerja tërthore e kërcellit të grurit – *biostruktura*.

Nëse vazhdojmë edhe një hap më përpara dhe prerjen tërthore të fituar në formë “I”-je e rrotullojmë përreth boshtit të saj gjatësor (poli O , *Fig. 2.14* – në mes), atëherë do të fitohet prerja tërthore në formë tubi (*Fig. 2.14* - djathtas), dhe është pikërisht ky transformimi të cilin e ka arritur natyra përmes procesit të evolucionit [5], sikur shembulli i kërcellit të grurit.

2.3.1 Tërheqja dhe shtypja

Fenomenet natyrore janë të një natyre *duale*. Nuk gjej dot shprehje më të shkurtër dhe më kuptimplotë se sa të një lloji të harmonisë në mes të fenomeneve të kundërta apo në plotësim të njëra-tjetrës, përmes së cilës integrohen në një tërësi. Konkurrenca e brendshme e fenomeneve duale në mekanikë manifestohet kryesisht përmes *shtypjes* dhe *tërheqjes*. Duke filluar nga struktura më primitive e deri te ajo më e komplikuar, këto dy fenomene janë “mbreti” (shtypja) dhe “mbretëresha” (tërheqja) e gjendjes së nderë të një prerjeje tërthore të një elementi strukturor. Një ndër definicionet më së miri të artikuluara për këto dy fenomene dhe këtë dualitet të gjithëpranishëm është definicioni i strukturistit R. Buckminster Fuller (1895 – 1983), të dhënë [11] këtu më poshtë:

“Compression is inherently partial. Tension is inherently total” [11]. Përkthyer në gjuhën shqipe kjo na vjen si: “Shtypja është esencialisht e pjesshme. Tërheqja është esencialisht e tërësishme”.

Në këtë paragraf, do të jepen ilustrime nga më të ndryshmet, duke filluar nga biostrukturat (botanikë dhe zoologji) e duke përfunduar me disa prej veprave të artit, të dalluara për efikasitet strukturor dhe vlera të larta estetike.

Nga krijesat e natyrës, nuk ka rast më konkret, në të cilin këto dy fenomene janë të gjithëpërfshira se sa rasti i gjethes (*Fig. 2.15* - në mes dhe djathtas). Në *Fig. 2.15* — majtas, jepet skica e trupit të njeriut, që, si një trup i izoluar, i nënshtrohet plotësisht shtypjes (peshës vetjake), por gjithsesi kjo shtypje e ka burimin e vet te tërheqja në mes të trupit të njeriut dhe të planetit ku ai jeton. Kjo forcë shtypëse (tërheqëse) është derivat i ligjit universal të gravitetit dhe jepet me shprehjen e mirënjohur (2.31), si më poshtë:

$$F_{1,2} = F_{2,1} = G \cdot \frac{m_1 \cdot m_2}{r^2} \quad (2.31).$$

Në anën tjetër, nëse trupi i njeriut ndahet në nënsisteme (parimi i resultantës së forcave të brendshme në prerje), atëherë, ai rezulton në njërin ndër mekanizmat më të përsosur të universit, ashtu siç e njohim tani për tani dhe është pothuajse ekskluzivisht një strukturë e tipit “tensegrity” [11], d.m.th. e një mekanizmi në të cilin tërheqja ka integritet të vazhdueshëm.

Në Fig. 2.15 - në mes është paraqitur një gjethë e drurit të panjës, ndërkaq djathtas është paraqitur lulja e tërfilit (*lat. trifolium pratense*) së bashku (e ngarkuar) me një pikë vese. Nga biologjia kemi mësuar për dobinë dhe rëndësinë e gjethes. Rëndësia e saj është e jashtëzakonshme për jetën në planetin tokë, falë funksionit të fotosintezës (absorbimi i dioksidit të karbonit, prodhimi i oksigjenit etj.). Çka është interesante të ceket këtu pikësëpari, është fakti se Natyra e ka disenjuar gjethen sipas njërit prej parimeve themelore të saj: atë të gjenerimit të sipërfaqeve optimale në funksion të rolit themelor të cilit i është destinuar, e ky është gjenerimi i një sipërfaqeje maksimale për ekspozim ndaj rrezeve të dritës, ku në këtë mënyrë “disenjimi” i gjethes është vënë në shërbim të funksionit themelor të saj: prodhimit të lëndës së parë për jetë. Së dyti, kjo fotografi është zgjedhur me qëllim të ilustrimit të një fenomeni tjetër, të ndërlidhur ngushtë me atë të parin: optimizimin të cilin e bën Natyra në rastin e pikës së vesës. Në këtë rast, optimizimi ka të bëjë me sipërfaqet minimale, dhe ky është tjetri parim ndër më themelorët sipas të cilit funksionon Natyra: fenomeni i tërheqjes sipërfaqësore, fenomen ky i cili shpie drejtpërdrejt në përfitimin e formës sferike të pikës së vesës (sfera është trup gjeometrik i cili formohet si rezultat i drejtëpërdrejtë të veprimit të tërheqjes sipërfaqësore dhe ka raportin $r = S/V = 4 \cdot \pi \cdot r^2 / ((4/3) \cdot \pi \cdot r^3) = (1/3)r$, më të voglin nga të gjitha figurat tjera euklidiane), ku S – sipërfaqja e mbështjellësit; V – vëllimi i sferës.

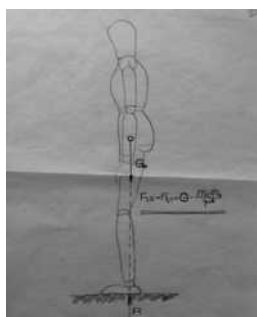


Fig. 2.15 Majtas: njeriu në këmbë; në mes: gjethja e panjës; djathtas: fleta e trifoliumit e ngarkuar me një pikë shiu.

Për të ilustruar më mirë esencën dhe rolin e akëcilit prej fenomeneve të trajtuara, këtu do të trajtohen veç e veç e pastaj do të jepen rastet e interaksionit në mes të shtypjes dhe tërheqjes, duke dhënë ilustrime dhe krahasime me biostrukturat – strukturat e krijuara nga natyra.

2.3.1.1 Shtypja

Njëra ndër format strukturore më të përdorura nga njeriu, që nga kohët e lashta e deri në ditën e sotme, ka qenë ajo e harkut apo edhe forma më primitive e tij në formë të germës V të përmbysur. Dy nga këto forma tejet të hershme janë të treguara në *Fig.2.16*, këtu më poshtë, dhe që të dyja janë struktura të cilat punojnë kryesisht në shtypje.

Nga *Fig.2.16* – majtas, mund të shihet vuta si pjesë e një guaske cilindrike dhe, po ashtu, mund të shihet se si trashësia e saj ndryshon nga maja kah mbështetësit (të cilët janë të përkrahur nga një strukturë masive gravitacionale, qëllimi i së cilës është devijimi i komponentës horizontale të shtytjes së vutës). Devijimi i resultantës së forcave të brendëshme në prerjen tërthore (poligoni funikular, vija shtytëse) të strukturave që punojnë në shtypje (harku) ishte njëri ndër problemet themelore me të cilin janë përballur paraardhësit tonë për një periudhë pothuajse pesëmijë vjeçare. Kjo shmangie e resultantës nga bariqendra e elementit të shtypur lind si pasojë e veprimit josimetrik të ngarkesave të përkohshme.

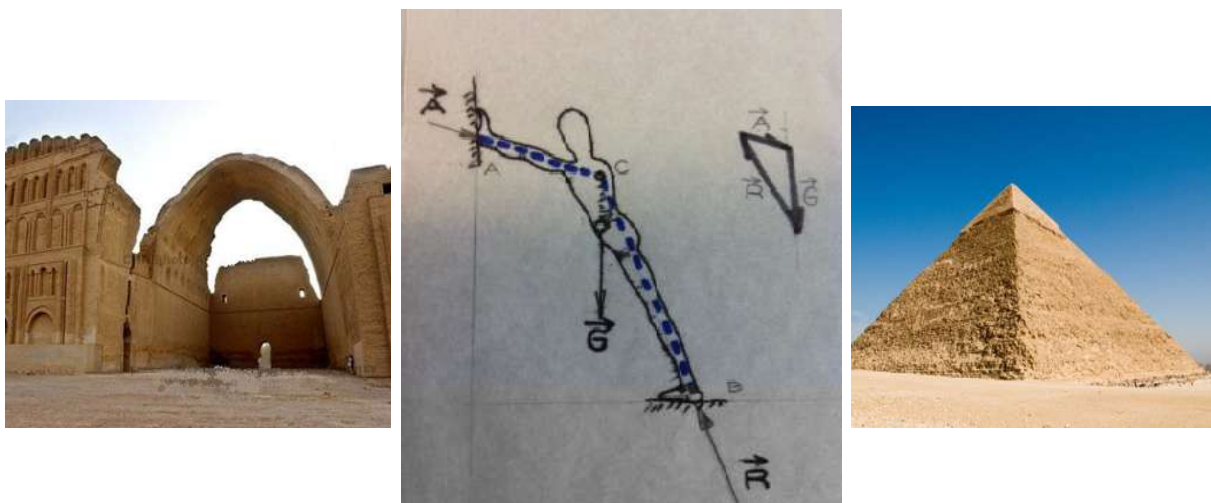


Fig.2.16 Majtas: Pallati i Ctesiphonit, Irak, shekulli i parë p.e.r.; në mes: njeriu i mbështetur mbi mur – analogjia; djathtas: Piramida e Keopsit, Egjipt, 2500 p.e.r.; e përbashkët –shtypja.

Në Fig.2.16 - në mes, me qëllim të ilustrimit të problemit, është treguar në mënyrë grafike skica e njeriut të mbështetur mbi mur, së bashku me poligonin e forcave të cilat rezultojnë për garantimin e ekuilibrit. Në Fig.2.17 – majtas, është paraqitur Piramida e Keopsit (që rezulton si prerje e dy prizmave baza e të cilave është trekëndëshi barabrinjës), e cila po ashtu punon tërësisht në shtypje.

Tek vonë, në çerekun e parë të shekullit XIX [10], së pari von Gerstner e pastaj më vonë edhe Winkler vunë bazat moderne të teorisë së harkut të shtypur në formën në të cilën përdoret edhe në ditët e sotme. Në Fig.2.17, më poshtë, është paraqitur një strukturë në formë pale si dhe parimi i shpërndarjes së forcave brenda, si dhe në kufijt saj – mbështetësit. Po ashtu, është paraqitur edhe poligoni i Kremonës.

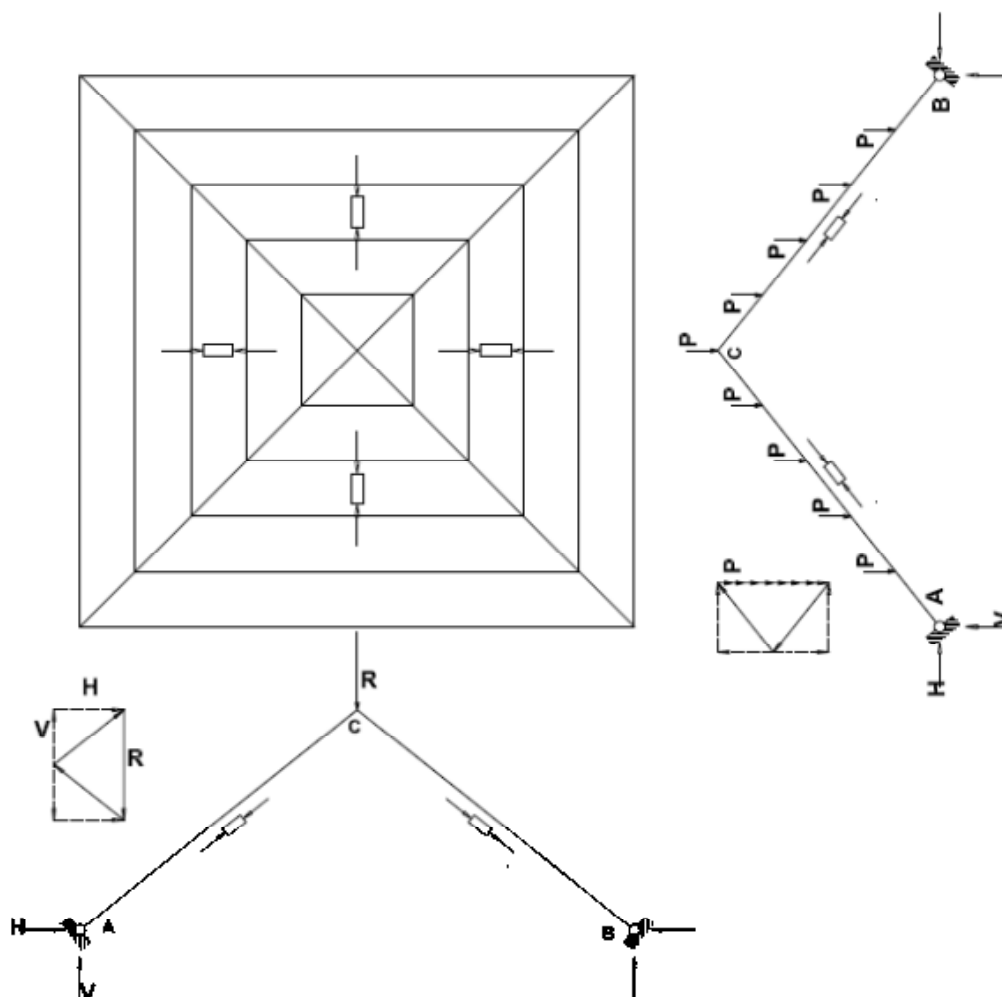


Fig.2.17 Në mes: struktura e palosur në formë piramide; poshtë dhe djathtas: “harku” primitiv – struktura lineare në formë të V-së së përmbystur.

Në *Fig. 2.18*, më poshtë, jepet sistemi statik i harkut me tri çerniera, i cili për rastin e ngarkesës njëtrajtësisht të shpërndarë ka një poligon funikular (lakore funikulare — rezultanta e forcave të brendshme në prerje) forma e të cilit matematikisht mund të përshkruhet përmes ekuacionit të parabolës së rendit të dytë (*Fig. 2.18 – a*). Në rastin kur ngarkesa e përkohshme gjendet mbi gjysmën e majtë apo atë të djathtë, atëherë poligoni (lakorja) funikular ka tendencë që të ngritet apo të ulet në mënyrë që harku të mund të ruajë ekuilibrin e vet (*Fig. 2.18 – b, c*).

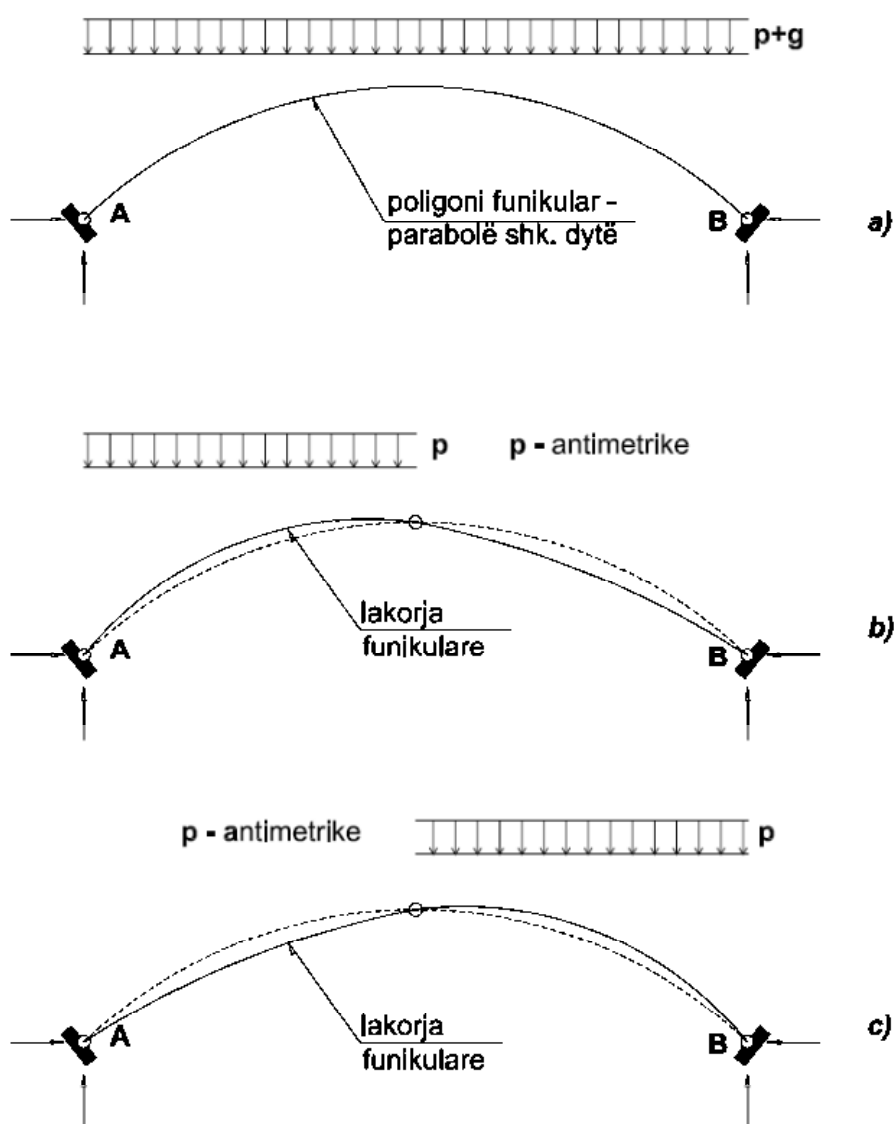


Fig. 2.18 a) Harku me dy çerniera nën ngarkesat $p + g$; *b & c)* harku me tri çerniera nën veprimin e ngarkesës së përkohshme antimetrike p .

Forma dhe eficiency mekanike e harkut janë ngushtë të ndërlidhura në mes vete. Kështu, ndër faktorët kyç të cilët ndikojnë në dimensionet e prerjes tërthore të harkut janë: raporti l/f (lastria e harkut) dhe raporti $(p + g)/g$, ku: p është ngarkesa e ndryshueshme, ndërsa g është ngarkesa e përhershme. Një fenomen i cili është prezent tek harku është ai i humbjes së stabilitetit, i cili kryesisht zgjidhet me anën e trarit shtangues, si në Fig.2.19 këtu poshtë. Në Fig.2.19 është paraqitur njëri prej rasteve më të famshme në historinë e teorisë së strukturave – harku me tri çerniera i R. Maillart [12]. Në Fig.2.19 – a është dhënë në mënyrë skematike (kryesisht duke u bazuar në ekspozimin e bërë në Fig.2.18 – b, c) harku me tri çerniera konturat e të cilit janë mbështjellëset e lakores funikulare (trajektorja e resultantës së forcave të brendshme). Kjo skemë dhe fotoja e dhënë në Fig.2.19 – b flasin mjaftueshëm dhe vërtetojnë edhe një herë hipotezën e parashtruar më lart në këtë punim: një strukturë (vepër arti) mund të përmbushë kriteret e dëshirura estetike vetëm atëherë kur i përmbush kriteret elementare të imponuara nga ligjet e fizikës (natyrës). Kjo vepër e mrekullueshme arti i përmbush që të dyja, dhe ja pse është kaq e adhuruar dhe referuar në komunitetin e strukturistëve. *Kryevepër arti!*

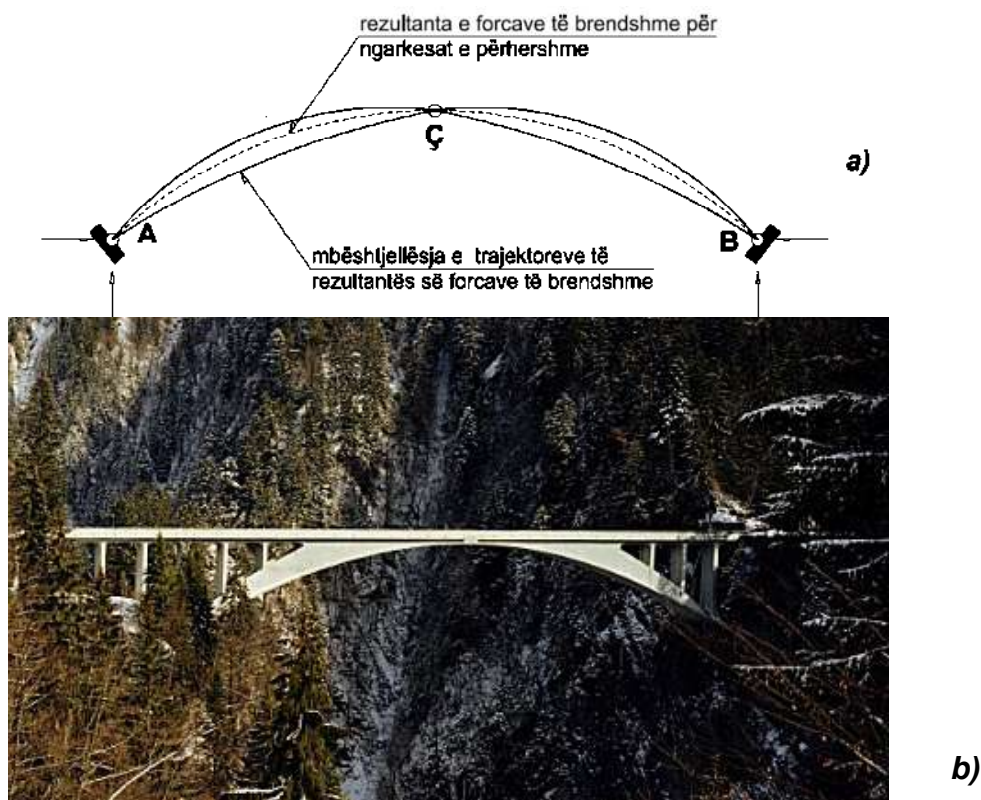


Fig. 2.19 a) harku me tri çerniera – mbështjellësja e trajektoreve të resultantës së forcave të brendshme; b) Ura Sälginatobel, Schiers, Graubünden/CH, 1930 [12].

Një tjetër analogji në mes të biostrukturave (në fakt, trupit të njeriut) dhe strukturave tredimensionale inxhinierike (guaska konike) është ajo e dhënë në *Fig. 2.20* në vijim. Duhet theksuar se karakteristika themelore e guaskës konike është ajo që kurbatura e gjeneratrisës (meridianit) është $\rho = 0$ ($r = \infty$). Në këtë mënyrë (dhe natyrisht duke neglizhuar komponentët tjerë të cilët janë tejet të vegjël), guaska konike punon kryesisht në shtypje, përderisa kompensimi i komponentit shtytës kah brendësia e tij bëhet përmes forcës devijuese $\Delta_{1,2}$ (shih *Fig. 2.20* në mes), ku $\Delta_{1,2}$ është shuma vektoriale e komponentëve N_1, N_2 , të cilët lindin si pasojë e shtypjes përgjatë vijës së paraleles (duart e njeriut-*Fig. 2.20*-në mes) [13].

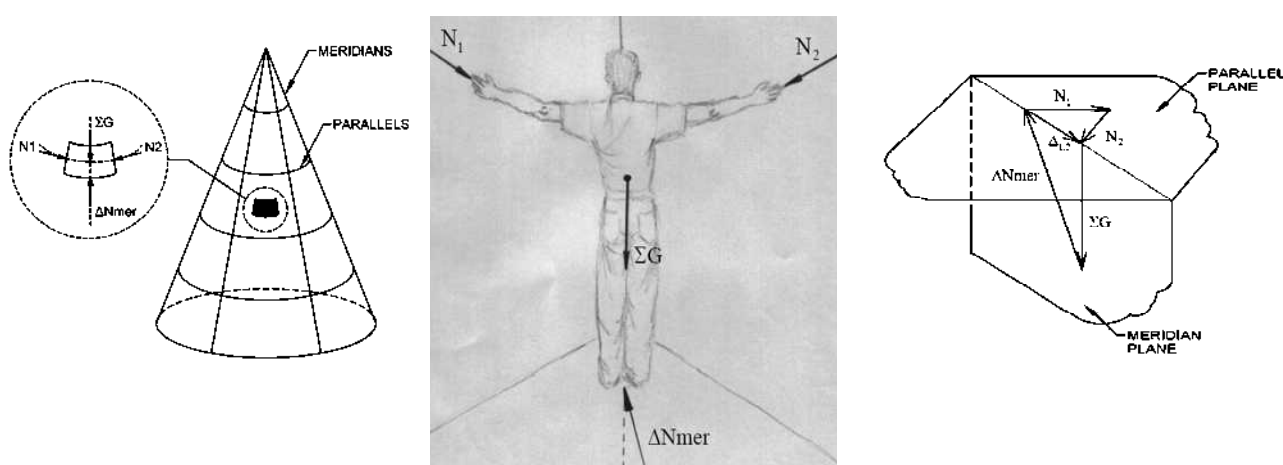


Fig. 2.20 Krahasimi në mes të forcave të cilat lindin përbrenda një guaske konike dhe analogjia me njeriun e mbështetur pjertazi në një kënd të dhomës[13].

2.3.1.2 Tërheqja

Fenomeni i tërheqjes qëndron mu në esencën e dualizmit në natyrë dhe shpjegohet me anën e Ligjit të Tretë të Newton-it, ndërkaq që mund të shpjegohet edhe më mirë përmes ligjit universal të gravitacionit dhënë si më sipër, me shprehjen (2.31). Natyrisht, kjo është e vlefshme për botën jashtë kontekstit të teorisë speciale të relativitetit, d.m.th. për shpejtësitë e lëvizjeve shumë më të vogla se ajo e shpejtësisë së dritës ($\sim 300000 \text{ km/s}$).

Në teorinë e strukturave kjo gjithsesi është e vlefshme dhe duhet theksuar se aty ku në një prerje tërthore element apo edhe strukturë na paraqitet shtypja, në mënyrë të pashmangshme do të na shfaqet homologja e botës së saj dualiste – tërheqja.

Është me interes të veçohet fakti se përderisa fenomeni i shtypjes kërkon sasi herë-herë të konsiderueshme të materies (materialit), në mënyrë që të mund të realizohet,

fenomeni i tërheqjes në shumicën e rasteve realizohet përmes një sasive tejte të vogël-në mos edhe fare-të materialit. Kështu, përderisa aftësia mbajtëse e elementeve të nënshtruara ndaj shtypjes kufizohet me epjen e tyre, aftësia e elementeve të nënshtruara ndaj tërheqjes ka si kufi të sipërm rezistencën e tyre mekanike në tërheqje.

Elementi strukturor i cili i shkon për shtati më së miri fenomenit të tërheqjes është kabli. Kabli është një element strukturor shumë i përdorur dhe ka një rëndësi të madhe në artin e strukturave. Duke marrë parasysh përmasat e saj si dhe fleksibilitetin e lartë që ka, brenda saj mund të lindë vetëm forca normale e tërheqjes, d.m.th. kabli nuk posedon shtangësi në përkulje ose në përdredhje. Përrjashtim nga kjo bën rasti i paranderjes së kabllit (që pikërisht do të ilustruhet më poshtë në këtë punim), i ashtuquajtur i kabllit i paranderjes [14]).

Në Fig.2.21, më poshtë, janë paraqitur tri struktura të cilat punojnë pothuajse ekskluzivisht në tërheqje. Në Fig.2.21 (majtas) është paraqitur një tendë nomadësh [15], e cila nuk është asgjë më tepër se sa një grumbull kabllorsh të afuara shumë afër njëra-tjetrës dhe të cilat kanë kurbaturë të dyfishtë (rrjetë kabllorsh), ndërsa në Fig.2.21 (djathtas) është paraqitur një urë këmbësorësh e realizuar me materialet rrethamore, elementet e së cilës punojnë ekskluzivisht në tërheqje. Në Fig.2.21 (në mes) është paraqitur një skicë e cila flet vetë për veten e saj dhe edhe njëherë ilustron rastin e njëres nga biostrukturat më të përsosura të planetit tonë (qenien njerëzore), si dhe Poligoni i Kremonës relativisht me ekuilibrin e figurës së mesit (fëmijës).

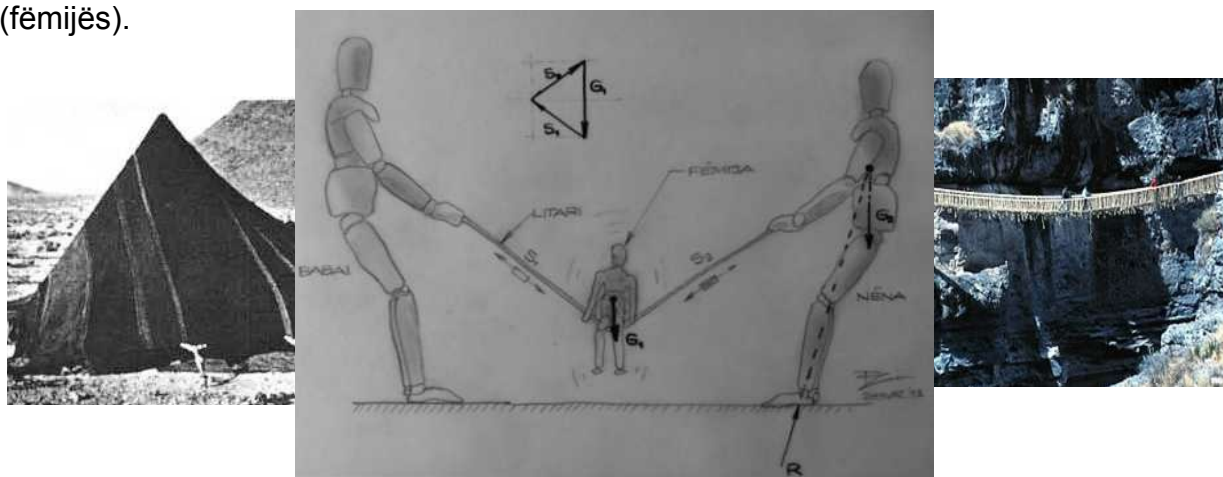


Fig. 2.21 Majtas: tenda primitive e nomadëve – rrjeta e kabllorsh; në mes: ekuilibri i fëmijës së luhatur nga prindërit e tij – biostrukturat; djathtas: ura primitive e këmbësorëve – struktura që punon tërësisht në tërheqje [15].

Për analizën e tërheqjes do të fillohet me strukturën më të thjeshtë të mundshme, atë të litarit të varur mbi dy mbështetës të cilët ndodhen në të njëjtin nivel. Litari është i ngarkuar me një forcë të përqendruar në mesin e hapësirës ($l/2$) dhe ka intensitetin R . Po ashtu, për qëllime ilustrative, si insert është dhënë edhe Poligoni i Kremonës (poshtë majtas), në të cilin tregohet ndryshimi i intensitetit të forcave S_1 dhe S_2 në funksion të lastrisë së kablilit (l/f), ku në rastin tonë ($S_1 = S_2$), pasi mbështetësit ndodhen në nivelin e njëjtë, kanë vlerat sipas shprehjeve (2.32) dhe (2.33):

$$S_1 = \frac{R}{2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{l}{2} \cdot f\right)^2} \tag{2.32}$$

dhe

$$H = R \cdot \frac{l}{4} \cdot f \tag{2.33}$$

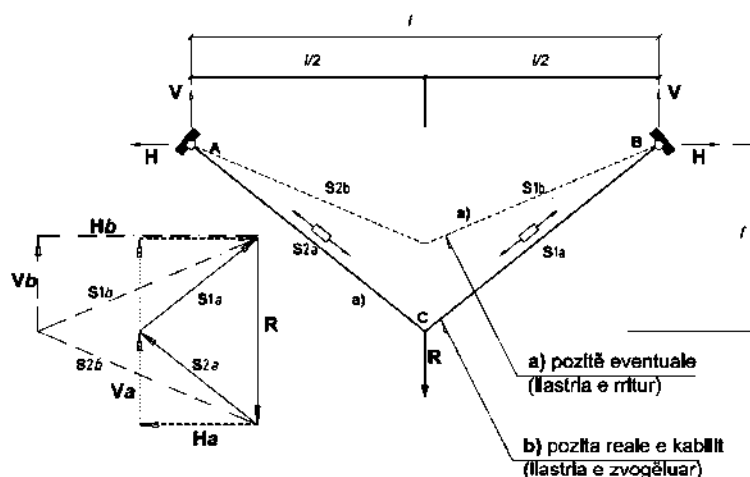


Fig. 2.22 Litari i varur mbi dy mbështetës në lartësi të njëjtë: gjeometria (pozita e deformuar e kablilit) dhe poligoni i forcave të brendshme.

Në vazhdim, në Fig. 2.23 janë paraqitur dy raste të kablilit të ngarkuar me ngarkesa në $1/3$, respektivisht në $2/3$ të hapësirës, së bashku me poligonet respektive të forcave si dhe format e deformuara që i merr kabllit. Është me rëndësi të veçohet fakti që, kur kabloja i nënshtrohet veprimit të një ngarkese të ndryshueshme P në $1/3$ e hapësirës (Fig. 2.23 – b), forma e deformuar të cilën e merr ajo për t’iu përshtatur kushteve të reja të ngarkesës është ajo e një poligoni tani josimetrik dhe varet prej pozitës së resultantës së forcave vepruese (shih insertin në anën e djathtë të figurës). Është me rëndësi të ceket fakti që shigjeta f_1 është zgjedhje e projektuesit dhe jo e formës reale të cilën kabllit e merr nën ndikimin e ngarkesave

në fjalë. Kështu, poligoni funikular (vija e deformuar të cilën e merr kabli nën veprimin e forcave të brendshme) varet jo vetëm nga ngarkesat, por pikësepari nga përzgjedhja e raportit l/f (lastrisë) të cilën e bën projektuesi paraprakisht.

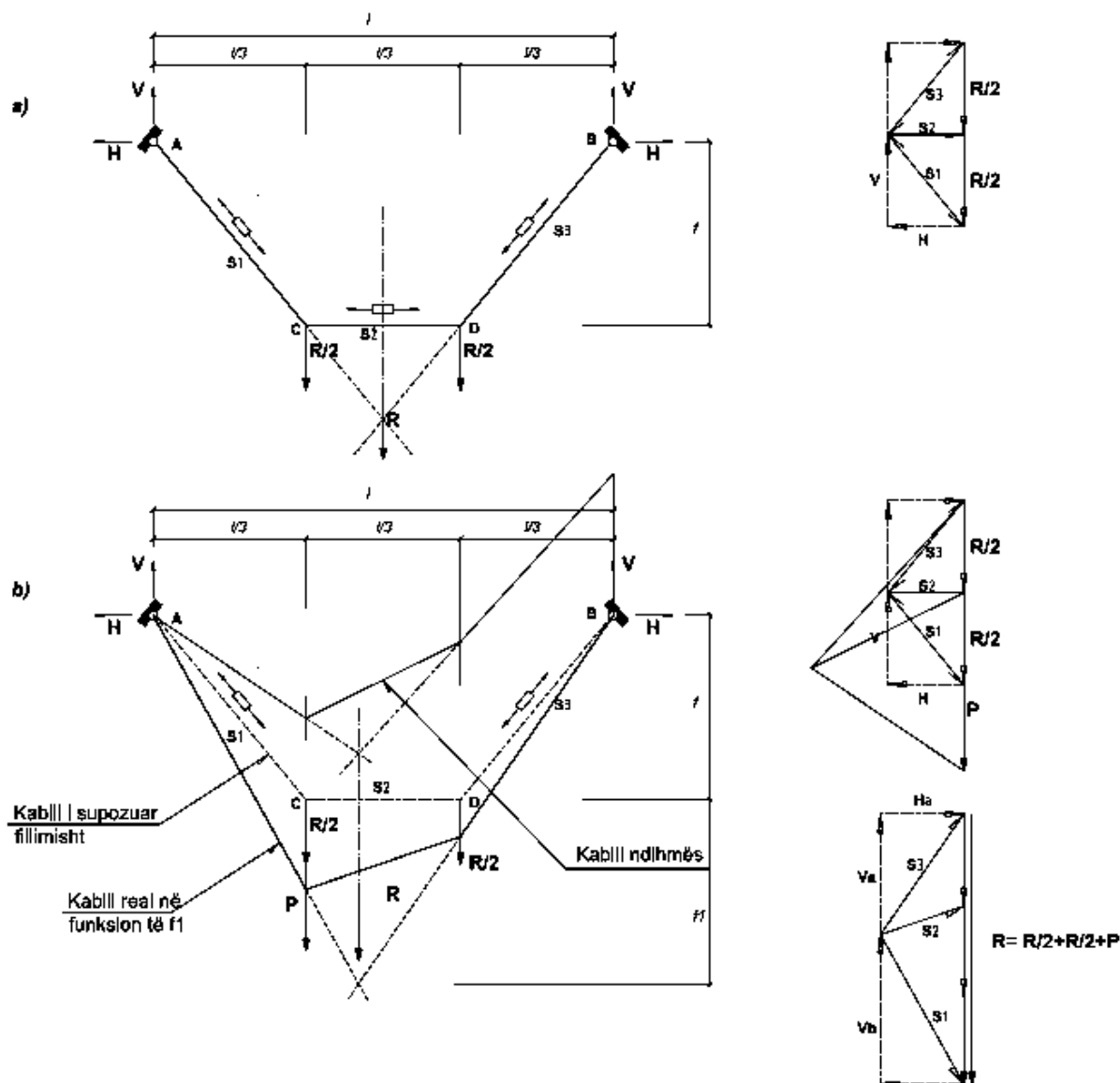


Fig. 2.23 Litari i varur mbi dy mbështetës në lartësi të njëjtë: gjeometria (pozita e deformuar e kabllit) dhe poligoni i forcave të brendshme për ngarkesa josimetrike.

Në vijim (Fig.2.24), është treguar rasti i kabllit nën veprimin e ngarkesës njëtrajtësisht të shpërndarë ($g + p$), i cili këtë herë e merr formën e lakores së parabolës së dhënë me shprehjet (2.27) dhe (2.28) më lart në punim. Është paraqitur rasti i ngarkesave josimetrike (Fig.2.24 – a, b) si dhe format përkatëse të cilat i merr kabli i deformuar.

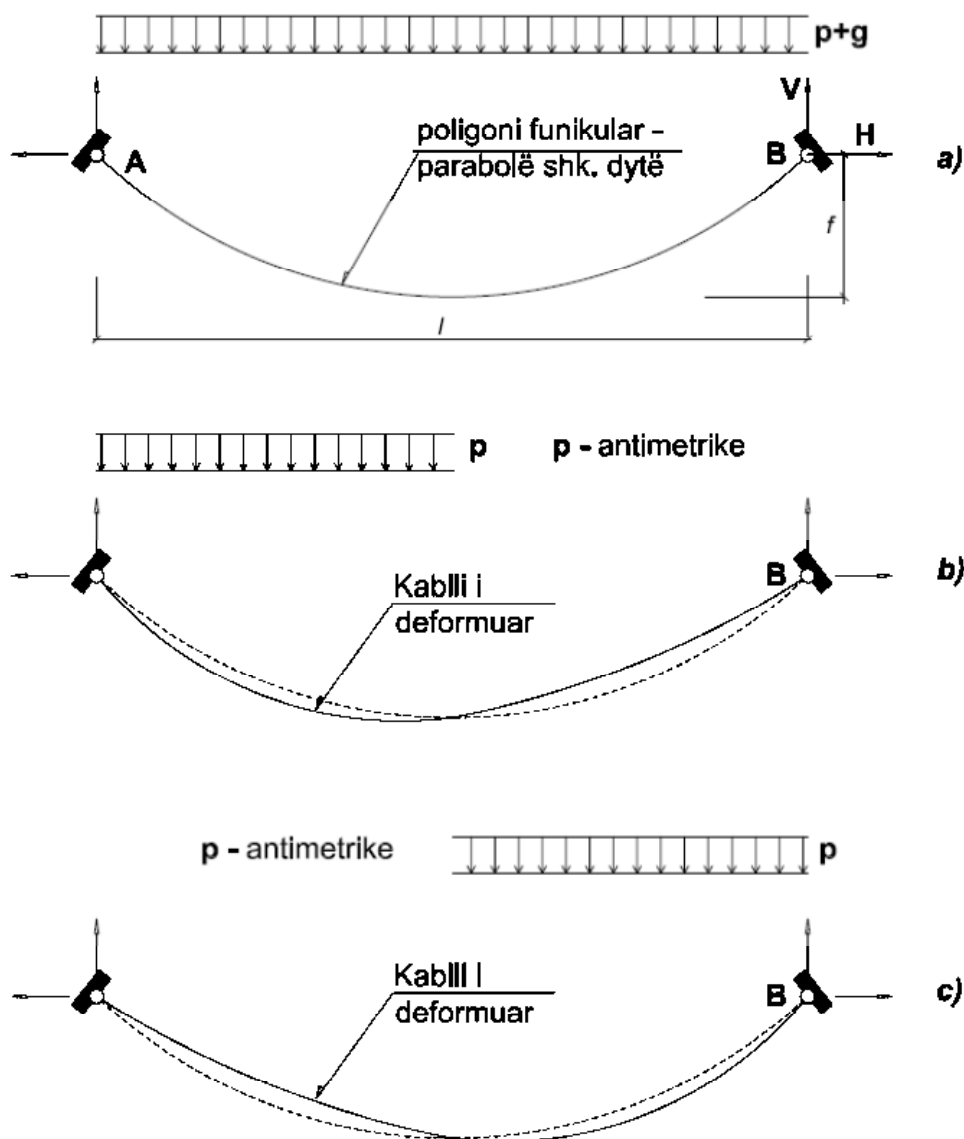


Fig.2.24 Litari i varur (kabll) mbi dy mbështetës në lartësi të njëjtë: a) ngarkesat $g + p$; b) ngarkesa p antimetrike; c) ngarkesa p antimetrike – pozita e deformuar e kabllit me vija të plota.

Duke marrë parasysh faktin që kabllit rezulton si jostabil ndaj ngarkesave antimetrike, kryesisht në mungesë të shtangësisë ndaj përkuljes, atëherë ndërmerren masat përkatëse për sigurimin e shtangësisë qoftë duke futur kabllin e paranderë (Fig.2.25), qoftë duke intervenuar brenda limiteve (mbështjellësit) të poligonit funikular (Fig.2.27). Në Fig.2.25, është treguar skematikisht mënyra në të cilën mund të arrihet shtangimi i kabllit. Në Fig.2.25 – a, kjo arrihet përmes futjes së kabllit të paranderë, i cili ka një kurbaturë konvekse si dhe përmes kabllorëve dytësore

të parandera, përderisa në *Fig.2.25 – c*, pozita e kabllit mund të ngritet edhe mbi pozitën e kabllit kryesor, si dhe rasti kur eliminohet plotësisht kabli i paranderë dhe vendosen vetëm ata dytësorë, *Fig.2.25 – b*.

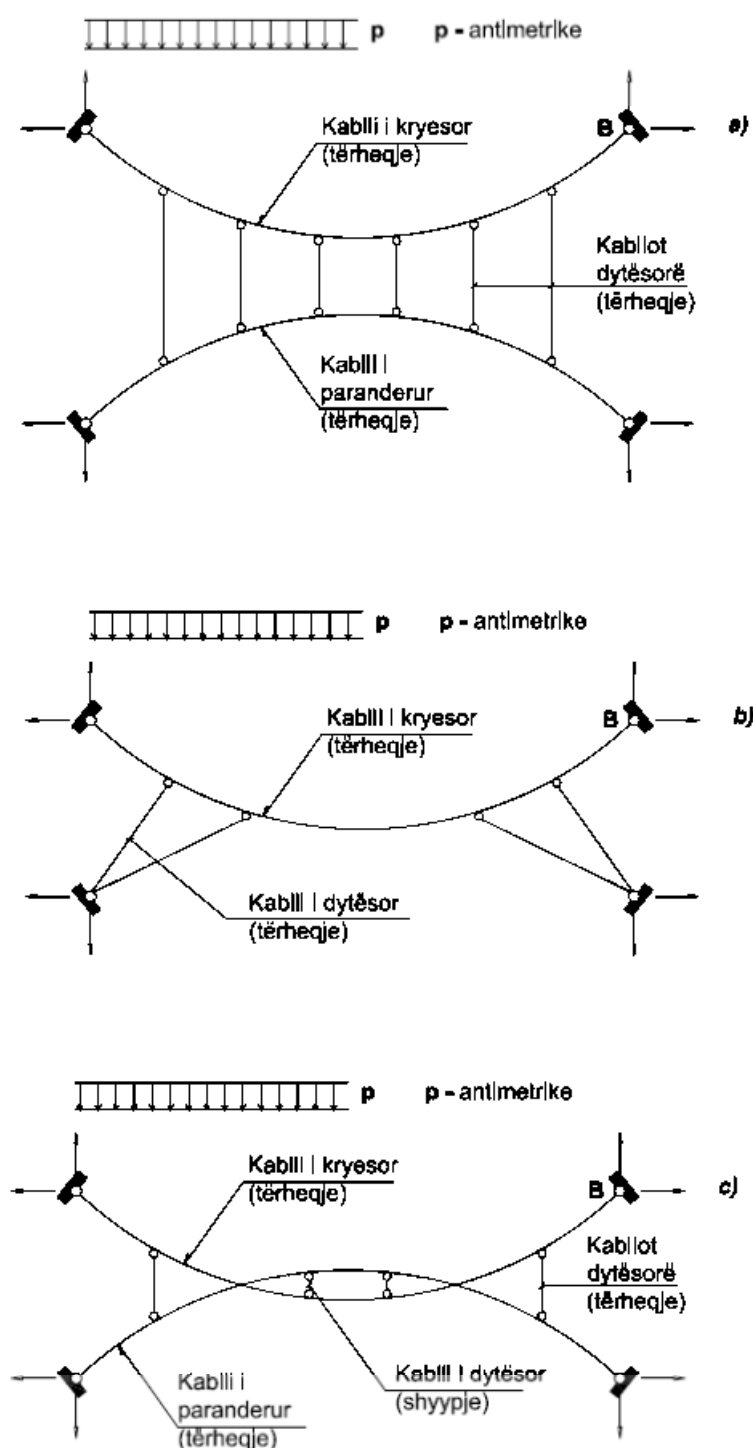


Fig.2.25 Litari i varur (kabllit) i paranderë : a) kabllit i paranderë dhe kabllot dytësore; b) vetëm kabllot dytësore; c) rasti kur kabllit i paranderë ngritet mbi kabllin kryesor.

2.3.2 Shtytësi dhe Tiranti

Deri tani shtypja (shtytësi) dhe tërheqja (tiranti) u trajtuan si të pavarura, d.m.th. u trajtuan elementet strukturore, të cilat në njëfarë mënyre nxisin vet ekzistencën e tyre si fenomene brendapërbrenda një strukture inxhinierike. Në realitet, janë shumë të rralla rastet kur njëra vepron në mungesë të tjetrës. Kështu, tërheqja e plotëson shtypjen dhe anasjelltas, duke mbyllur ciklin e dualizmit natyror, qoftë në nivelin e angazhimit energjetik të brendshëm apo të jashtëm, i cili rezulton me tendencën e natyrshme të minimizimit të saj, me qëllim të arritjes së ekuilibrit.

Për ta ilustruar këtë që u tha më lart, më poshtë është përzgjedhur rasti i një trari të thjeshtë, herën e parë ngarkuar me një ngarkesë të përqendruar P në mesin e hapsirës dhe, herën e dytë, me një ngarkesë njëtrajtësisht të shpërndarë $p + g$ (shih Fig. 2.27).

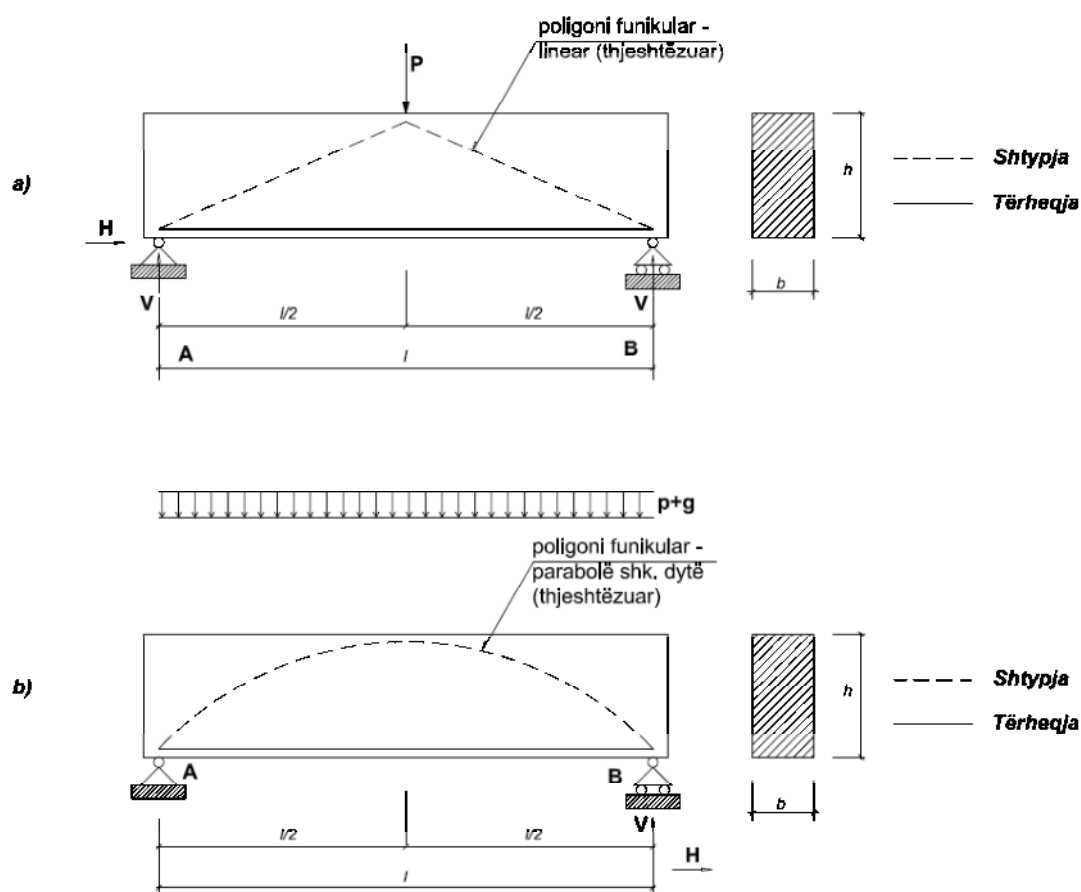


Fig. 2.27 a) modeli i thjeshtëzuar i harkut dhe tirantit (*strut and tie – EC2*) për rastin e ngarkesës së përqendruar P ; b) modeli i thjeshtëzuar i harkut dhe tirantit për rastin e ngarkesës njëtrajtësisht të shpërndarë $p + g$.

Modelet matematikore të paraqitura në figurën e mësipërme janë të lejueshme (EC2, cl.6.5) pasi që respektojnë edhe kushtet kufitare (të mbështetjes) edhe ekuilibrin. Gjithsesi ato paraqesin një thjeshtëzim të konsiderueshëm në raport me realitetin fizik dhe këtu janë dhënë me qëllim të ilustrimit të analogjisë e cila ekziston në mes të momenteve përkulëse, në njërën anë, dhe me poligonin funikular (lakorja e shpërndarjes së rezultatës së forcave të brendshme), në anën tjetër, si dhe të dualizmit të përhershëm i cili mbretëron në mes të tërheqjes dhe shtypjes tek kjo strukturë nga më të thjeshtat që mund të ekzistojnë. Në vazhdim, në *Fig. 2.28*, janë paraqitur diagramet e momenteve përkulëse si dhe modeli i thjeshtëzuar i harkut dhe tirantit, së bashku me poligonin e Kremonës për rastin e figurës *Fig. 2.28 – a*. Në *Fig. 2.28 – a* është vizatuar diagrami i momenteve, ndërsa në *Fig. 2.28 – b* jepet analogjia përkatëse me poligonin funikular, nga e cila rezulton që komponenta horizontale shtytëse e modelit “hark – tirant” mund të nxirret nga analogjia e cila ekziston në mes trekëndëshave dhe që do të jetë e njëjtë nëse ordinatat e diagramit të momenteve të përkuljes pjesëtohen me krahun e brendshëm të forcave z për modelin analitik/matematikor të miratuar.

Kështu, në rastin e *Fig. 2.28 – a*, për rastin e ngarkesës së përqendruar P kemi si vijon:

$$H_b = P \cdot l/4 \cdot z = M/z \quad (2.34),$$

ndërsa në *Fig. 2.28 – b*, për rastin e ngarkesës njëtrajtësisht të shpërndarë fitohet

$$H_b = P \cdot l^2/8 \cdot z = M/z \quad (2.35).$$

Edhe për rastin e parë, edhe për rastin e dytë komponenta horizontale H_b , e dhënë me shprehjet (2.34) dhe (2.35), paraqet rezultatën e forcave të brendshme në prerje të elementit të trajtuar (*effect of actions* sipas EC1), ku M paraqet momentin përkulës, ndërsa z paraqet krahun e forcave të brendshme. Një shembull tipik i cili mund të merret nga përditshmëria, e i cili ilustron më së miri bashkekzistencën në mes të tërheqjes dhe shtypjes, është ai i trungut të një bliri, halori apo e i bambusit të treguar në *Fig. 2.29*, këtu më poshtë:

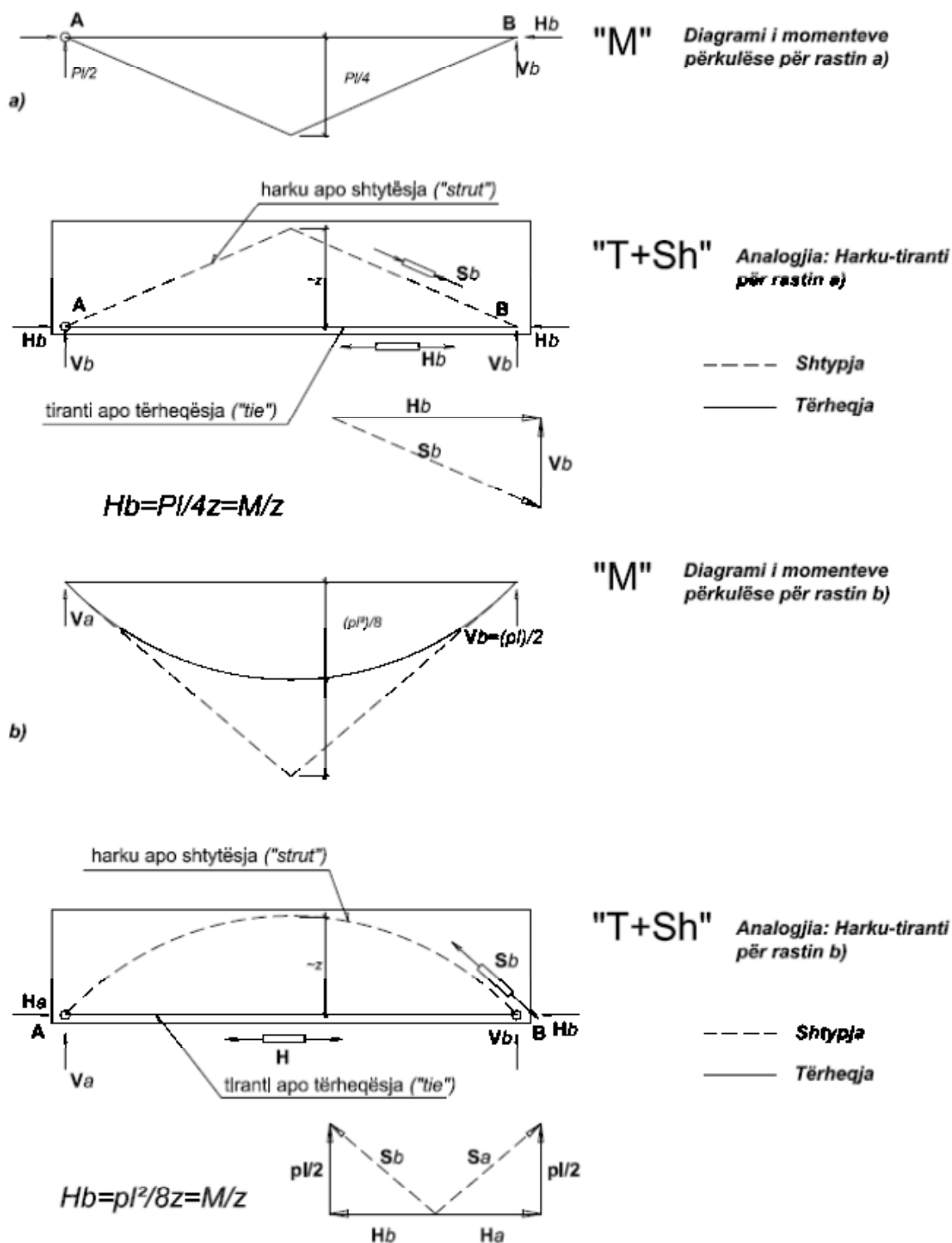


Fig. 2.28 a) modelet e thjeshtëzuara të harkut dhe tirantit (*strut and tie* – EC2) për rastin e ngarkesës së përqendruar P dhe analogjia; b) modeli i thjeshtëzuar i harkut dhe tirantit për rastin e ngarkesës njëtrajtësisht të shpërndarë dhe analogjia.



Fig. 2.29 Majtas-trungu i blirit; në mes-trungu i një halori; djathtas-trungu i bambusë. \

Përderisa tek trungu i blirit dhe ai i halorit mund të shihet qartë se si natyra ndërton shtangësinë e drurit përkatës në një proporcion të drejtë me kërkesën për t'iu rezistuar ndikimeve horizontale (erës), tek ai i bambusë natyra ka intervenuar në një mënyrë të atillë që ka “ndërtuar” unazat shtanguese e me qëllim të rritjes së rezistencës kundër epjes lokale të mureve të saj. Pyetjes se përse natyra (evolucioni i saj) zgjodhi trajtën-prerjen tërthore në formë rrethi (tubi) dhe jo ndonjë formë tjetër është lehtë t'i përgjigjemi nëse kihet parasysh fakti që prerja tërthore në formë tubi, përveç rezistencës ndaj përkuljes, ofron edhe një përparësi tjetër të konsiderueshme: rezistencën e lartë ndaj përdredhjes.

Nga rezistenca e materialeve dimë se, në mënyrë që një element strukturor në formë të konsolës të jetë i nderur njëjtësisht përgjatë tërë lartësisë së tij, sipërfaqja e prerjes tërthore të tij duhet të ndryshojë sipas një ligji eksponencial të dhënë me shprehjen (2.36), si më poshtë [17]:

$$A_x = \frac{P}{\sigma_0} e^{\frac{\gamma x}{\sigma_0}} \quad (2.36),$$

ku: A_x - sipërfaqja e prerjes tërthore në një distancë x nga fillimi i elementit; P - ngarkesa e jashtme; σ_0 - nderja në majën ($x = 0$) të konsolës; γ - pesha vëllimore e materialit.

Duke pasur parasysh që shumica e drunjve të cilët i hasim në natyrë kanë trungje që zhvillohen në një mënyrë përafërsisht lineare (në dukje ballore – shih Fig. 2.29, majtas), atëherë jemi mëse të sigurtë se natyra e ka ndjekur këtë logjikë, po ashtu,

dhe se përtej saj ka siguruar edhe një koeficient të sigurisë, duke ndërtuar mbështjellësin e lakores (koni i cunguar) të dhënë me shprehjen (2.36), këtu sipër.

Në *Fig. 2.30*, më poshtë, janë prezantuar një dru gjethrënës tipik (majtas) dhe modeli i tij i idealizuar për trajtim, së bashku me rezultatat përkatëse të forcave të redukuara në kokën e trungut, si dhe trajtimi analitik i tij (djathtas), nga i cili e ka edhe burimin shprehja për siperfaqen e prerjes tërthore në distancën x (2.36), më lartë.

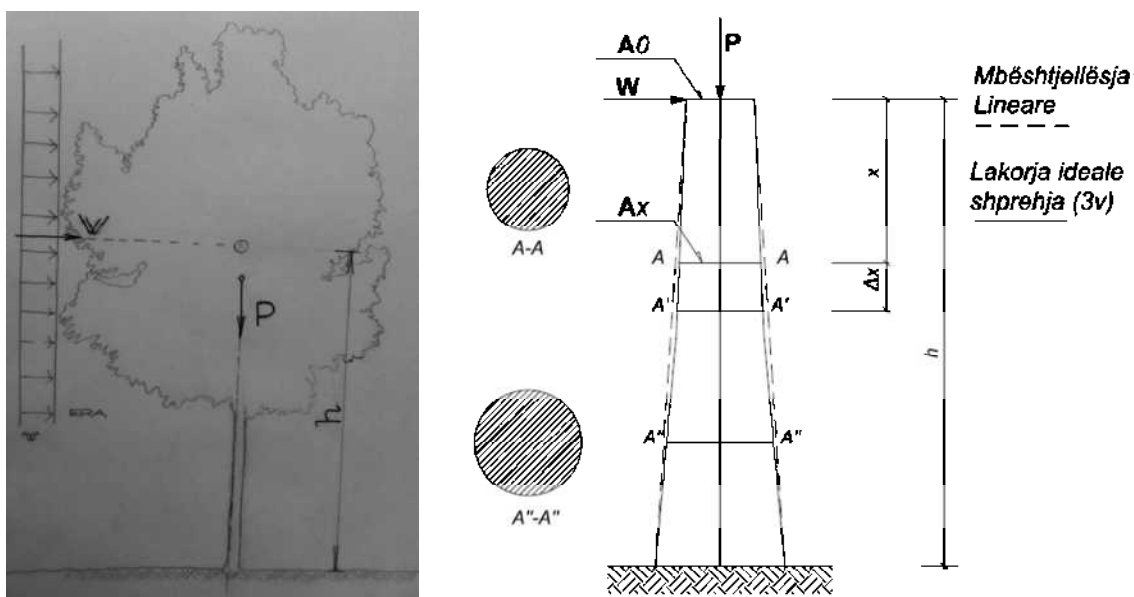


Fig. 2.30 Majtas: druri gjethrënës, së bashku me rezultatat e forcave që veprojnë mbi të; djathtas: modeli analitik – idealizimi i trungut [17].

Një strukturë, nga më të famshmet, në të cilën është përdorur në mënyrë tejet inteligjente bashkëjetesa në mes të shtypjes dhe tërheqjes, është ajo e urës Forth [18] në Skoci (*Fig. 2.31*), si më poshtë. Në *Fig. 2.31* (majtas) shihet fotografia e urës Forth [18], ndërkaq në anën e djathtë është treguar në një mënyrë skematike dhe të thjeshtëzuar mënyra e funksionimit të strukturës së saj. Është interesant të ceket faki që diagonalet e shtypura të saj kanë një diametër $\sim 3.65\text{ m}$, prerja tërthore e së cilës imiton shprehimisht atë të drurit të bambusë (shih *Fig. 2.29*, djathtas, si dhe insertin në *Fig. 2.31*, majtas poshtë), ndërsa gjymtyrët (elementet) e tërhequra janë në formë të kutisë (gjymtyrët e sipërme) apo të kapriatës me diagonalet e tërhequra.

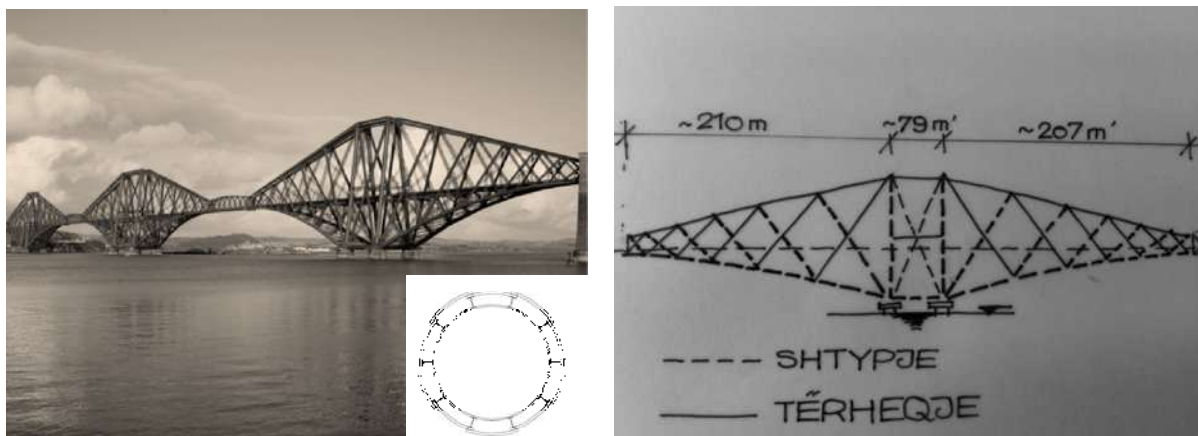


Fig. 2.31 Majtas: fotografia e kohëve të fundit e urës Forth Bridge [18]; djathtas: skica e parimit të funksionimit të strukturës për njërën nga tri konsolat e dyfishta (projektuesi Sir Benjamin Baker përfundoi më 1890).

Në *Fig. 2.32* këtu më poshtë janë dhënë prapë katër modele të ndryshme analitike të trajtimit të traut të thjeshtë, dhe, atë duke filluar nga trau i plotë për të vazhduar me disa nga variacionet e mundshme të diskretizimit të tij në modelin kapriatë (kapriata e *Mörsch*-it) si dhe në modelin “hark-tirant”. Kështu, duke rivizituar sërish *Fig. 2.27 – a* vlera e forcës për komponenten horizontale (tirantin) ka vlerën e dhënë me shprehjen (2.34), vlerë kjo e cila mund të nxirret në një mënyrë fare të thjeshtë duke u bazuar në analogjinë gjeometrike të trekëndëshave të treguar në figurë. *Fig. 2.32* ka për qëllim të tregoj rrugën e ndjekur për një lloj optimizimi të materialit në funksion të ngarkesave të jashtme si dhe mundësitë të cilat i ofrohen inxhinierit për ta përafëruar sa më denjësisht natyrën e vërtetë fizike të problemit, përderisa në të gjitha modelet e parashtruara (Modeli 1 deri Modeli 4; *Fig. 2.32 a – d*) tërheqja dhe shtypja paraqiten në mënyrë të përhershme duke ofruar ekuilibrimin e nevojshëm – të vazhdueshëm apo diskret, në varësi të modelit të zgjedhur.

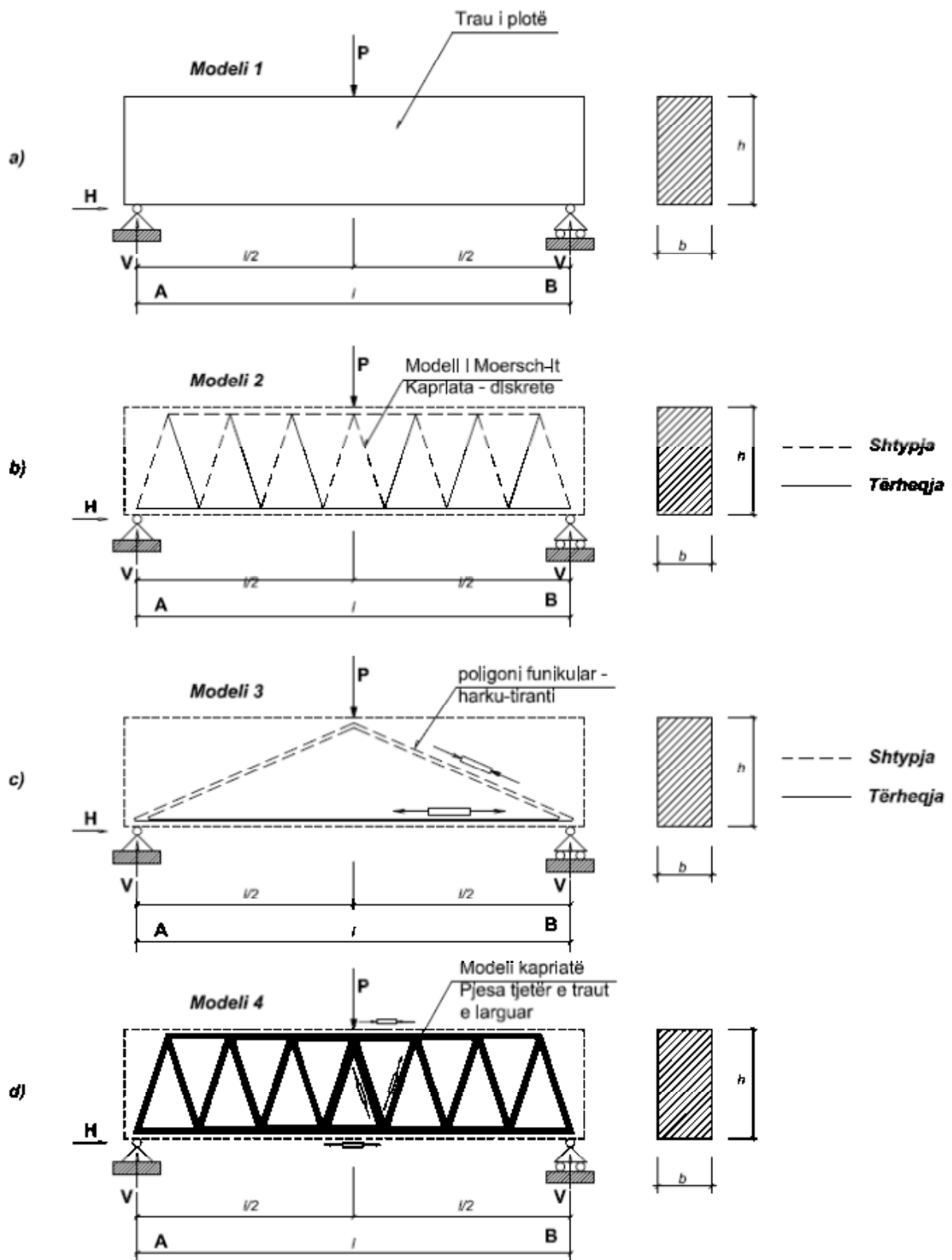


Fig. 2.32 Trari i thjeshtë dhe disa nga modelet analitike të cilat mund të aplikohen për llogari.

Një tjetër rast karakteristik, ku mund të shihet në mënyrë të qartë jo vetëm dualizmi i tërheqjes dhe shtypjes, por edhe përfitimi i konsiderueshëm i cili mund të arrihet përmes ndërtimit të konsolave (anëcakëve) në të dy anët e një trari të thjeshtë, tregohen në *Fig. 2.33*, më poshtë:

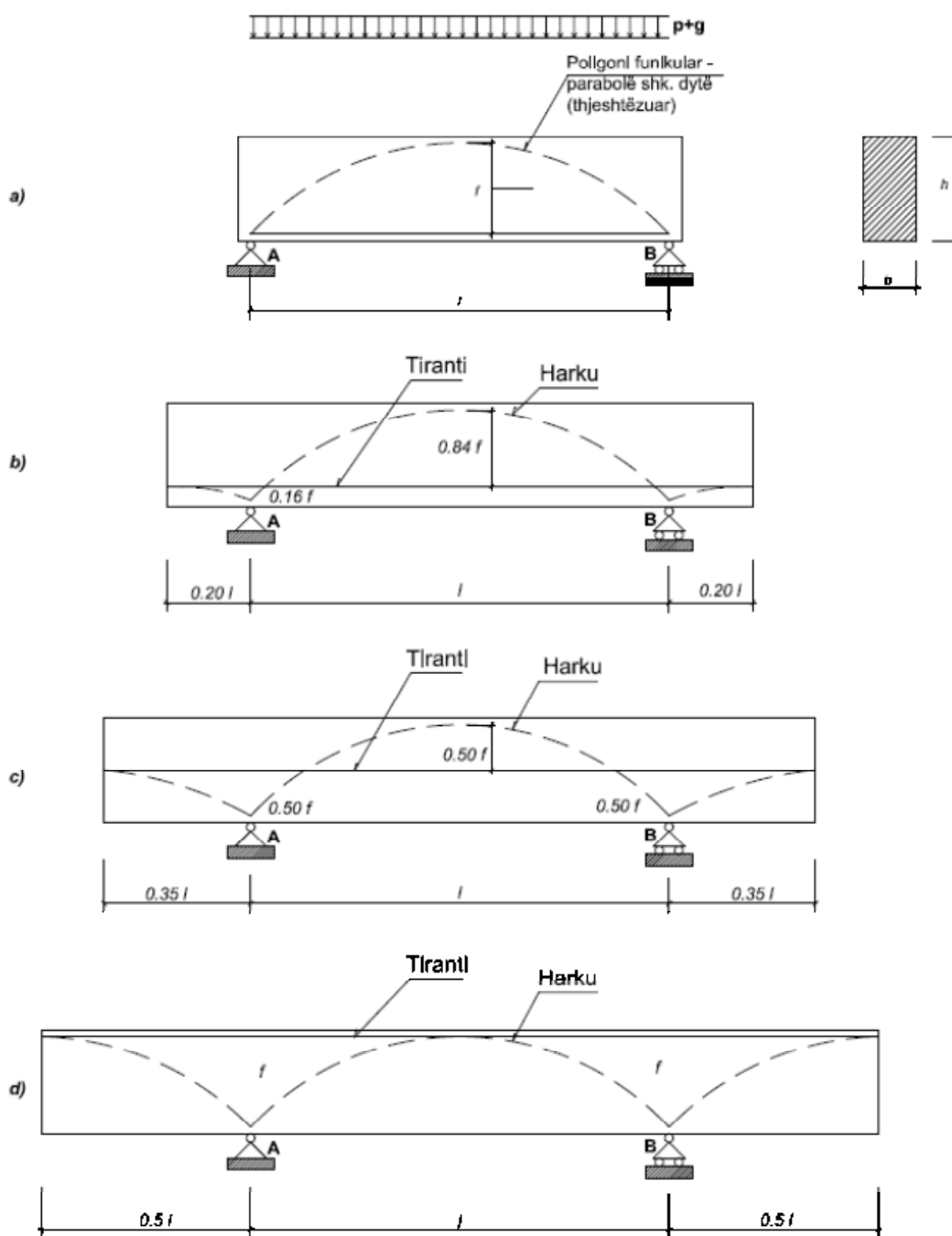


Fig. 2.33 Ndryshimi i pozitës së ndërsjellë të harkut dhe tirantit në funksion të hapësirës së konsolës. Hapësira optimale e konsolës për $0.35l$ – trari i shfrytëzuar njëjtë në fushë dhe mbi mbështetës (c).

Kështu, shfrytëzimi optimal i trarit me lartësi konstante arrihet për rastin kur konsola (lëshimi i trarit) arrin vlerën $0.35 l$. Në këtë rast, trari do të jetë i ngarkuar njëjtë si në fushë, ashtu edhe mbi mbështetës (*Fig. 2.33 – c*), përderisa kur lëshimi arrin 50% të hapësirës kryesore statike l , atëherë fusha e trarit mbetet plotësisht e pashfrytëzuar dhe realisht mbajtësi funksionon si një bashkësi katër konsolash (në dy çifte).

Në *Fig. 2.34*, këtu poshtë, është treguar analogjia në mes rastit të mësipërm (*Fig. 2.33 – d*) dhe skeletit të dinozaurit [5], tek të cilët diagrami i momentit përkulës ka të njëjtën formë si poligoni funikular i trarit me lëshime (rezultantave përkatëse të forcave të brendshme në shtypje dhe tërheqje). Marrë parasysh që konsolat e dinozaurit kanë vlera të ndryshme (bishti dhe koka), është plotësisht e natyrshme që pozita e lakoreve funikulare t'i jetë adaptuar vetë procesit të evolucionit: pozita e lakoreve funikulare i përshtatet (adaptohet) forcave të cilat lindin në strukturën mbajtëse të dinozaurit- duke mos stërngarkuar as sistemin skeletor, as sistemin e muskujve dhe ligamenteve përtej rezistencës së lejuar mekanike të tyre. Në këtë mënyrë, dinozaurit (dhe jo vetëm atij) i rritet shansi për mbijetesë.

Ilustrimet e dhëna në këtë kapitull nuk janë risi. Ato tashmë janë mirë të "inkastruara" në secilën kurikulë bazike të Rezistencës së materialeve, e, megjithatë, shpeshherë harrohen nga një komunitet i dhënë përherë e më tepër pas makinës dhe "rezultateve të bukura" të cilat i prodhon ajo. Ky kapitull ka për qëllim që edhe një herë, ti tërhiqet vëmendja komunitetit të projektuesve strukturistë, për rëndësinë e madhe që ka ky siç e ka quajtur autori i këtij punimi: këndellje - kthim në origjinë.

Le të theksojmë si përfundim, që, harresa e këtyre parimeve fundamentale të mënyrës se si Natyra "ndërton" mund të dërgojë në konceptime të atilla të gabueshme të strukturave inxhinierike, sa që edhe një milion faqe llogarish - qoftë edhe ndër më të sofistikuarat, nuk mund ta shpëtojnë të njëjtën nga dështimi.

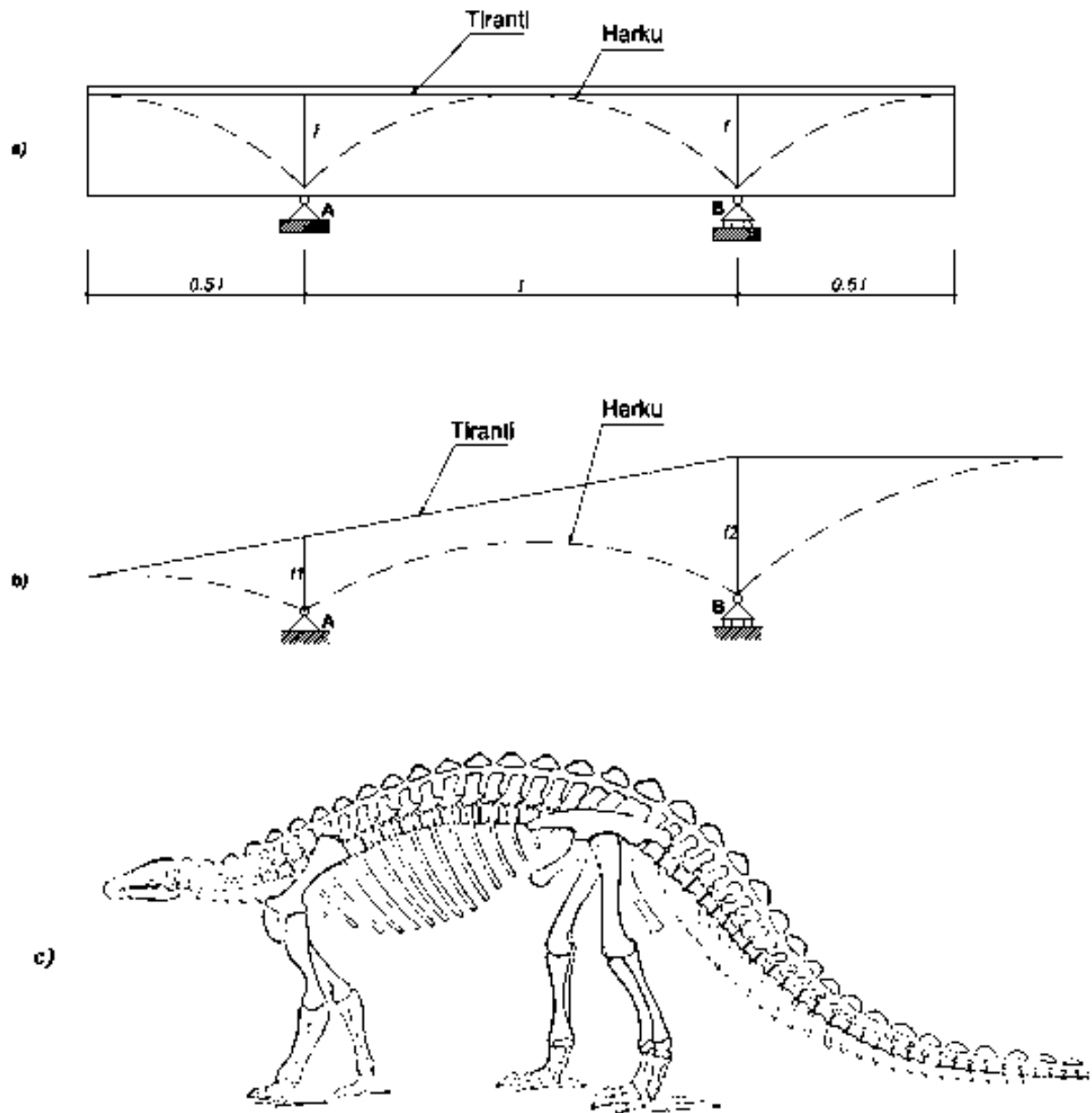


Fig. 2.34 a) trari me lëshime; b) pozita e ndërsjellë e harkut dhe tirantit për rastin e dinozaurit dhe c) skeleti i dinozaurit [15] – skeleti që paraqet vetëm vijat e shtypjes, ndërsa vijat e tërheqjes (muskujt dhe ligamentet) janë zhdukur shumë kohë më parë.

3 Strukturat e krijuara nga njeriu – arti i strukturave

Një ndër nevojat bazike të qenies njerëzore, qysh nga parahistoria, ka qenë dhe mbetet edhe sot e kësaj dite strehimi ndaj efekteve të mjedisit ku ai jeton. Njeriu primitiv, i ballafaquar me reshjet e shiut, borës dhe ndikimin e erërave të fuqishme reagoi me instinktin e lindur të gjetjes së zgjidhjes së përkohshme – strukjes nën mburojën e një druri, përfundi lëshimit të ndonjë shkëmbi dhe, kur pati fatin, ai gjeti edhe shpellën si një mburojë e cila i siguronte jo vetëm strehim ndaj reshjeve dhe ndikimeve tjera mjedisore, por edhe ndaj konkurrentit të tij të drejtpërdrejtë në luftën për mbijetesë – shtazës grabitqare. Në këtë histori, e cila mund të ketë zgjatur me miliona vjet, ai e mësoi mirë zanatin e të mbijetuarit, dhe, përveç kësaj, atij i lindën edhe kërkesa tjera “të luksit”, si: kufizimi i vendstrehimit, shënimi i vendstrehimit dhe përkujdesja ndaj tyre. Janë pikërisht veprimet spontane të njeriut primitiv, ato të cilat kanë vënë bazat e urbanizmit të sotëm, ku njeriu “modern” e ka të shënuar “pronën” e vet dhe i ka mirë të stabilizuara marrëdhëniet e tij me fqinjin, në rend të parë, e pastaj me komunitetin dhe shoqërinë, në rend të dytë.

Kjo që u tha më lartë ka një rëndësi thelbësore, pasi që qysh në vendstrehimet e para të njeriut primitiv hasen edhe format e para të strukturave inxhinerike, të konceptuara kryesisht në bazë të instinktit të natyrshëm për mbijetesë [20]. Kështu, njeriu primitiv nuk kishte se si t’u ikte formave gjeometrike të cilat rezultuan si një ndërveprim i fuqishëm i ligjeve të natyrës dhe mjedisit ku ai jetonte. Por, këtu është edhe një tjetër element i rëndësishëm cilësor, i cili shfaqet dhe i cili ka të bëjë me dimensionin social [21] jo vetëm të nevojës për strehim dhe jetës në komunitet, por edhe të zanafillës së krijimit të shënimit të pranisë njerëzore përmes *simbolit*.

Për ta sqaruar këtë proces në tërësinë e tij, së paku në dymijëvjeçarin e fundit, është e nevojshme të referohemi në literaturën e specializuar për këtë [10]. Me rëndësi është të ceket fakti që, duke filluar nga Egjipti i lashtë, për të vazhduar pastaj me

Greqinë antike, Perandorinë bizantine dhe atë romake, Mesjetën, Rilindjen e deri tek Revolucioni i Parë Industrial, *simboli* ishte po aq prezent sa edhe dëshira e njeriut për të shfletuar dhe për të shfaqur praninë e tij në kuadër të një epoke të caktuar. Ky simbol, duke filluar nga Piramida e Keopsit (*Fig.2.16*), për të vazhduar me Parthenon-in (Romë, ~27 AD) apo edhe atë të Hagia Sophia-s (Stamboll, 530 AD.) të treguara në (*Fig.3.1*)



Fig.3.1 Majtas – Parthenon-i, Romë, ~126 AD; djathtas – Hagya Sophia, Stamboll, inauguruar në vitin 537 AD.

Parthenoni edhe sot e kësaj dite (për pothuajse 2000 mijë vjet) mbetet një rekord botëror për një guaske sferike (pjesë e kalotës sferike) nga betoni i pa armuar, me një diametër $d = 43.3\text{ m}$, dhe që paraqet një *simbol* krenarie dhe mburrjeje për romakët e sotëm, para se të jetë një kryevepër inxhinierike, që është rezultat i një projekti të udhëhequr nga Apollodorusi i Damaskut (Apollodorus of Damascus, 50 deri 130 BC, [22]) – një mjeshtër-ndërtues (*engl. master-builder*) me origjinë nga Damasku (Siria e sotme). Një tjetër vepër e shënuar e Apollodorusit të Damaskut ishte ajo e urës mbi lumin Danub, e ndërtuar diku nga viti 104 AD, në vendin Drobeta – Turnu Severin (Rumania e sotme, [22]), që kishte hapësira statike 57 metrash, gjatësi të përgjithshme 1135 metra, e ndërtuar nga druri (mbistruktura) dhe guri (nënstruktura). Një tjetër vepër madhështore e kësaj periudhe është ajo e Hagia Sofisë, e ndërtuar përafërsisht në vitet 530 AD, në Stamboll të Turqisë së sotme (atëherë kryeqyteti i Perandorisë bizantine – Konstantinopoli). Hagia Sophia (në turqishte Ayasofya) është projektuar nga Isidori i Miletit dhe Antemiusi i Tralesit, që të

dy të mandatuar nga ana e perandorit bizantin Justinian [22], dhe paraqet një margaritar të arkitekturës bizantine me një kupollë sferike me diametër $\sim 31\text{ m}$ dhe një lartësi 55.6 m nga dyshemeja. Objekti në fillim ka shërbyer si kishë bizantine deri në vitin 1453, kur Sulltan Mehmeti e pushtoi Konstantinopolin dhe e shndërroi në xhami, e cila shërbeu deri në vitin 1935, kur u shndërrua në muze.

Një periudhë tjetër e artë e cila mund të veçohet për një stil unik është ajo e stilit gotik, me origjinë në Francë (shekujt XII-XVI), përhapur më vonë gjithandej nëpër Evropë. Ndër veprat më karakteristike të kësaj periudhe, për të cekur vetëm disa prej tyre, janë si vijon: Katedralja e Zonjës Sonë nga Reimi (*frëngjisht: Notre-Dame de Reims*), e ndërtuar në vitin 1211 (*Fig. 3.2*), ajo e Kapelës së Kolegjit Mbretëror (*Anglisht: King's College Chapel*), e ndërtuar nga viti 1446 deri 1515 (*Fig. 3.3*). Karakteristika themelore e këtyre veprave mund të cilësohen: proporcionet harmonike të tyre, lartësia e madhe, prezenca e dritës, madhështia dhe në veçanti struktura tejet e theksuar, brenda e në fasadë. Elementi kyç për sa i përket strukturës është harku apo alteracionet e tij tredimensionale, siç janë qemeri në formë cilindrike, vuta me kreshta etj. (interieri) dhe shtytëset (*frëngjisht: l'arc-boutant*) në fasadë (shih *Fig. 2.16*, në mes, për të kuptuar mënyrën e funksionimit të strukturës dhe analogjinë me trupin e njeriut).



Fig. 3.2 Majtas – *Notre-Dame de Reims*, ~1211 AD, qyteti Reims, Francë; djathtas-harqet e fasadës për shkarkimin e komponentës horizontale të shtytjes së harkut.



Fig. 3.3 Majtas – *King's College Chapel*, 1446 deri 1515 AD, Cambridge, Angli; djathtas-detaji i "barrel vault" i të kuptojë jo vetëm rolin strukturor, por ka edhe një efekt të lartë estetik, i cili tek vrojtesit ngjallë emocione ndër më sublimet.

Një karakteristikë e veçantë e arkitekturës gotike qëndron në faktin se një vepër arti përshkohet nga tre përbërësit themelorë të saj: *struktura*, *arkitektura* dhe *skulptura*. Shprehja vizuale e efikasitetit të funksionit të strukturës përmes formave lehtësisht të lexueshme plotëson njërin prej kriterëve themelore të elegancës, si qelizë përbërëse e estetikës së një vepre arti. Një meritë e madhe për këtë i përket edhe bërthamës së trashëguar nga arti islamik, i cili për atom të vetin ka gjeometrinë elementare si dhe dritën vërshuese, e cila nxjerr në pah bukurinë e elementeve strukturore brenda këtyre objekteve të shenjta. Këtu lirisht mund të flitet edhe për një paradoks të një lloji të veçantë, pasi që transparenca e cila rezulton nga elementet e lartëcekura sikur bie ndesh me qëllimin esencial të hapjeve dhe lartësive kaq të mëdha – rritja e ndjenjës së pafuqisë dhe ngjalljes së frikës tek individi...

Në periudhën e ndritshme të Renesancës, si një pasuese e Gotikës, ndër objektet më karakteristike të cilat mund të veçohen janë Bazilika e Shën Marisë nga Lulja (*italisht: Basilica di Santa Maria del Fiore*), Bazilika e Shën Lorencit nga Firenca (*Basilica di San Lorenzo di Firenze*) të Filippo Brunelleski-t (Filippo Brunelleschi, 1377-1446), dhe objekti më i famshëm i kësaj periudhe të artë për historinë e artit-Bazilika e Shën Pjetrit (*italisht: Basilica Sancti Petri*) në Romë, e projektuar nga një grup mjeshtrish të mirëfilltë, si: Bramante, Mikelangjelo, Maderno dhe Bernini (*Fig. 3.4*).



Fig. 3.4 Majtas – Bazilika e Shën Pjetrit, Romë, 1626 AD; djathtas-Bazilika e Shën Pjetrit, detaj. Në foto mund të shihet kupola madhështore mbi "Confessio".

Epoka e Revolucionit të Parë Industrial është njëra ndër periudhat më frytdhënëse jo vetëm për kalimin e prodhimit nga ai manifaktural në atë me makinë, por edhe në zhvillimin e hovshëm të teorisë së strukturave. Kështu, [10] periudha e viteve 1825 – 1850 mund të konsiderohet si periudhë e formësimit të teorisë së strukturave

(anglisht: *discipline-formation period*), dhe atë duke filluar me Gabriel Lamé, Clapeyron (formulimi i doktrinës energjetike), Karl Culmann (grafika statike), Rankine, Maxwell, Cremona dhe Bow (poligoni funikular), por ai i cili i parapriu tërë kësaj ishte Navier [23]. Një inxhinier i cili ka merita të posaçme ka qenë Emil Winkler, me botimin e librit “*Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit*” (shqip: *Teoria e elasticitetit dhe rezistenca*), 1867, Dresden, për të vazhduar me nxjerrjen në dritë të teorisë së themeleve mbi bazamentin elastik (e cila përdoret edhe sot e kësaj dite). Themelet e metodës së forcave i vuri Clerk Maxwell, ndërsa Otto Mohr dha një kontribut të çmueshëm për gjendjen e nderjeve me futjen e rrateve të Mohrit, si dhe në zgjidhjen e sistemeve statikisht të pacaktuara përmes futjes së konceptit të strukturës zëvendësuese. Kontribute të çmueshme në këtë periudhë dhanë inxhinierët: George Mehmertens, Julius Weingarten dhe August Föppl (të njohur sidomos me polemikën e famshme përkitazi me teoremat e Castigliano-s), Lord Rayleigh (me Teorinë e Zërit), por mbi të gjithë është kontributi i Carlo Alberto Pio Castigliano (1847 – 1884) me librin e tij të famshëm “*Théorie de l'équilibre des systèmes élastique et ses applications*” (shqip: *Mbi teorinë e ekuilibrit të sistemeve elastike dhe aplikimet e saj*), 1879, në të cilin vuri bazat e teorisë moderne të strukturave me dy shtylla kryesore që kanë të bëjnë me teoremat e tij si dhe me ligjet e konservimit të energjisë për mekanikën e strukturave ($\Pi = \text{minimum}$), ku Π -është energjia e deformimit.

Periudhën e kompletimit të teorisë klasike të strukturave e mbylli në mënyrën më elegante të mundshme Heinrich Müller-Breslau (1851 – 1925), me botimin e dytë të librit “*Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen*” (shqip: *Rezistenca e materialeve dhe statika e konstruksioneve*), Leipzig, 1893.

Revolucioni industrial filloi në Mbretërinë e Bashkuar [24], nga fundi i shekullit XIII, u shpërnda në mënyrë graduale edhe në Evropën kontinentale e më pastaj edhe në Shtetet e Bashkuara të Amerikës. Me vete solli ndryshime të papara deri atëherë: të gjitha aspektet e jetës ndryshuan, forma të reja të transportit (shpikja e makinës me avull) përmes ujit apo hekurudhës, përpunimi i tekstilit, eksploatimi i qymyrit, shkretoret e hekurit (Bessemer, Siemens dhe Martin), zbulimi i çimentos nga Joseph Aspdin. Druri dhe guri (shkëmbi) gradualisht u zëvendësuan me hekurin e derdhur e pastaj me hekurin e farkëtuar, i cili në vazhdim u zëvendësua me çelikun e parë dhe

me beton (të cilët rezultuan si dy materialet themelore të ndërtimit në shekullin XX, me shanse të mira që këtë status ta ruajnë edhe për këtë shekull).

Tanimë, “njeriu industrial” filloi të bëhej konsumator; mjetet e rënda të transportit (si treni me avull) rritën kërkesat respektive në elementet e strukturave (si urat); me fjalë të tjera: qytetërimi i botës së industrializuar përnjëherë fitoi një dinamikë të paparë deri atëherë në të gjitha porët dhe sferat e veprimtarisë njerëzore. Në tërë këtë rrëmbim të rritjes së kërkesave konsumuese, inxhinieri i ndërtimit ndodhej mu në ballë të gjetjes së zgjidhjeve të reja, herë-herë tejet urgjente, përherë të ngarkuara nga aspekti i buxheteve të limituara dhe të kontrollura prej një sistemi burokratësh dhe politikanësh, më tepër të interesuar të prisnin shirita dhe të fitonin vota (sikundër edhe ditëve të sotme) se sa të bëheshin pjesë e zgjidhjes së problemeve të vërteta me të cilat ballafaqohej shoqëria.

Epoka e “hekurit” u shënuar me realizimin e disa veprave monumentale të artit. Ndërkaq, e para vepër inxhinierike e kësaj epoke është *Ura e Hekurt* (anglisht: *Iron Bridge*) mbi lumin Severn, afër qytetit Coalbrookdale të provincës Shropshire të Britanisë së Madhe, e ndërtuar nga Abraham Darby III, në vitin e largët 1779 (Fig.3.5). Struktura e saj përbëhet nga pesë (5) harqe paralele (në prerje tërthore) me një hapësirë statike $l = 30\text{ m}$.

Ura, për shkak të ngarkesave dinamike/ciklike (lodhjes), si dhe për faktin e një duktiliteti tejet të vogël të hekurit të derdhur, kishte probleme të konsiderueshme, duke filluar me shtyllat bregore (pak pasi u lëshua në qarkullim), pastaj ndërlikimet të



Fig.3.5 Majtas – Iron Bridge, Coalbrookdale, 1779, Abraham Darby III; djathtas – detaj i parapetit me datën e përrimit; Ura-simbol i Revolucionit Industrial dhe një atraksion turistik [22].

cilat lindën kryesisht në elementet nga hekuri i derdhur. Mirëpo Ura mbetet një *simbol* i Revolucionit Industrial.

Çeliku, si pasardhës i hekurit, arriti të “imponohet” në treg (arsyeja kryesore ishin çmimet e larta të tij) diku në vitet e tetëdhjeta të shekullit XIX. Një ndër veprat më të arrira, që edhe sot e kësaj dite konsiderohen me admirim, është ajo e Forth Bridge, në Skotlandë (shih *Fig.2.31* më lartë), e projektuar nga Sir John Fowler dhe Sir Benjamin Baker. Një tjetër vepër madhore, e cila mund të veçohet në këtë periudhë, është edhe ajo e Brooklyn Bridge, urë e varur kjo (*Fig.3.6*) me një hapësirë drite $l = 486\text{ m}$, një zgjidhje revolucionare për kohën e vet, e projektuar nga John Roebling. Ura u lëshua në qarkullim në vitin 1883 dhe që nga ajo kohë ka qenë dhe mbetet një ikonë e New York-ut.



Fig.3.6 Majtas – Brooklyn Bridge, 1883, John Roebling; djathtas – detaj gjatë ekzekutimit, ku mund të shihen pilonet nga muratura dhe litarët kryesorë (kabllat).

Një tjetër vepër e cila është bërë simbol jo vetëm i Parisit, por edhe ikonë e Francës për mbarë botën, është Kulla e Ajfelit (*frëngjisht: la tour Eiffel*), e projektuar nga inxhinieri zviceran Maurice Koechlin (1856-1946), me rastin e ekspozitës botërore në Paris, më 1889 (*Fig.3.7*).

Nuk ka në mbarë botën objekt më ikonografik se sa *Kulla e Ajfelit*. Ajo, është bërë një *symbol* me të cilin francezët mburren, edhe pse në kohën kur u ndërtua ishte e refuzuar dhe e kritikuar nga një masë e madhe e elitës së kohës. Struktura e saj paraqet një kapriatë hapësinore, të inkastruar në bazën e saj dhe të përbërë nga katër degë të cilat e ndjekin në mënyrë të përafëruar ekuacionin e parabolës $d_z = d_{maks} \cdot \left[\frac{(l-z)}{l} \right]^2$, ku: z -koordinata e lartësisë, $d_{maks} = 100\text{ m}$ -gjerësia në bazë, $l = 276\text{ m}$ -platforma e fundit.

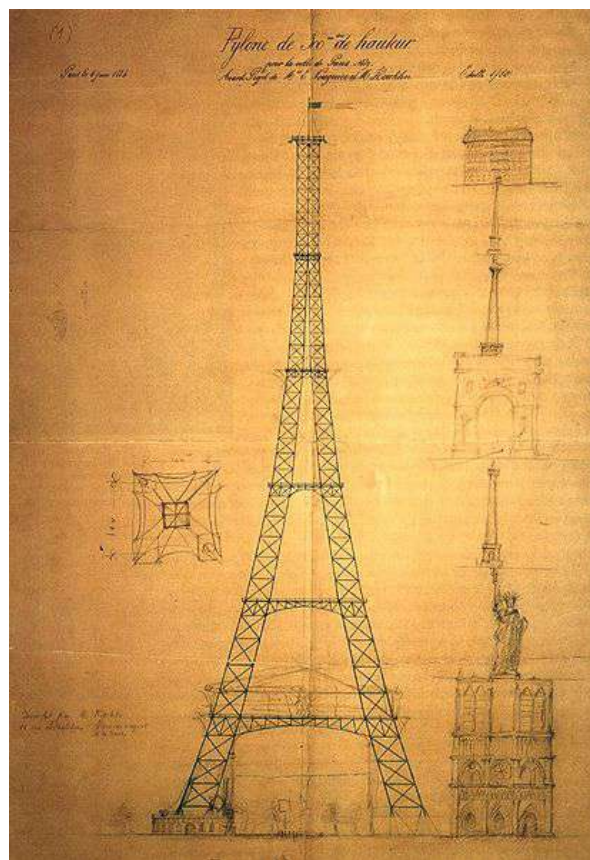


Fig. 3.7 Majtas – Kulla e Ajfelit, 1883, Maurice Koechlin (e njohur më tepër si projekt i Gustav Eiffel-it) ; djathtas – vizatimet origjinale të bëra nga Maurice Koechlin.

Në kohën kur u ndërtua, ishte një arritje teknologjike e jashtëzakonshme dhe shprehte shkallën e zhvillimit shoqëror, e destinuar të shndërrohej në një monument historik dhe kulturor - në *SIMBOL*. Kjo ishte një fryt jo vetëm i ndërmarrësisë së një njeriu dhe inxhinieri të jashtëzakonshëm, çfarë ishte Gustav Eiffel (1832-1923), por edhe i marrëdhënieve shoqërore të kohës, fryt i demokracisë, idesë dhe kreativitetit

të inxhinierisë elitare të kohës. Sot, shpeshherë për të flitet si për një vepër arkitektonike, por ky është falsitet, sepse Kulla e Ajfelit ka qenë, është dhe do të mbetet një vepër arti (*structural art*-me fjalët e David Billington-it) e konceptuar, e projektuar dhe e ndërtuar nga inxhinieri strukturist, roli i të cilit zbehet nga mediokriteti i politikanit injorant, egoja e të ashtuquajturit "arkitekt yll" dhe dëshira e madhe për afirmim spekulativ, i cili nuk shpreh asgjë më tepër se sa karakterin joproduktiv të njeriut [25].

Në *Fig.3.8*, më poshtë, është paraqitur në mënyrë skematike një tra në formë të konsolës i nënshtruar veprimi të një force horizontale P . Me vijë të plotë është paraqitur rezultanta e forcave të brendshme në tërheqje T , ndërsa me vija të ndërprera është paraqitur rezultanta e forcave të brendshme në shtypje SH . Natyrisht, skica paraqet një model të thjeshtuar sipas modelit "strut and tie" (EC2), me qëllim ilustrimi të mënyrës dhe filozofisë me të cilën është konceptuar vepra e diskutuar (Kulla e Ajfelit). Kështu, edhe pse Kulla e Ajfelit është një strukturë tredimensionale, parimi i saj i punës nuk largohet aspak nga bota duale që mbretëron në pothuajse të gjitha strukturat inxhinierike, d.m.th.: dualiteti në mes të shtypjes dhe tërheqjes. Sigurisht, këtu shtypja SH bëhet tërheqje T dhe anasjelltas, që d.m.th. se dualiteti ka edhe një natyrë tjetër – atë alternative. Llastria e kësaj strukture mbresëlënëse është rezultat i përdorimit tejet të vetëdijshëm jo vetëm të materialeve por edhe i aplikimit të parimeve elementare të mekanikës, të cilat në asnjë mënyrë nuk kanë se si të mos i përmbushin edhe kriteret tjera themelore, siç është kriteri i elegancës së një strukture. Kulla e Ajfelit është kryevepër absolute e artit të strukturave!

Mbi të gjitha, ajo është shndërruar në një ikonë të jo vetëm qytetit të Parisit, por edhe e Francës dhe francezëve.

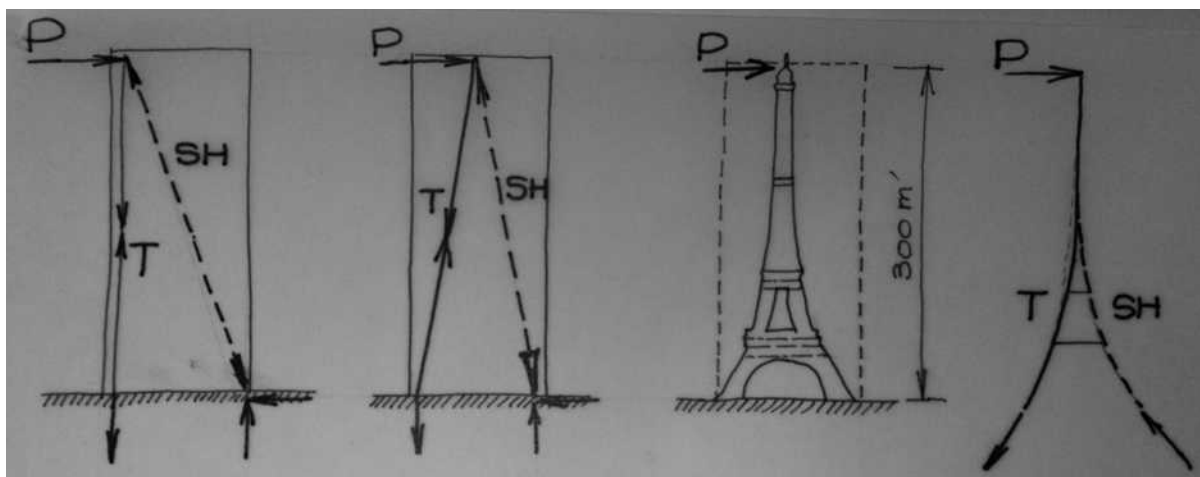


Fig. 3.8 Majtas – skica e një trari konsolë dhe modelet e mundshme “strut and tie”; djathtas – modeli i thjeshtëzuar i Kullës së Ajfelit, sipas po të njëjtit parim; SH-shtypja, T-tërheqja.

Një vepër tjetër mbresëlënëse, e cila është shndërruar në një ikonë jo vetëm të Chicago-s, por edhe të Shteteve të Bashkuara të Amerikës, është rrokaqielli “John Hancock Tower” (Fig. 3.9)-majtas, e realizuar në vitin 1968. Projekti i kësaj vepre përqendrohet kryesisht në strukturën e saj inovative (tub me çifte gjigante në formë diagonaleje), me shprehjen vizuale të strukturës dhe me elegancën e saj. Projektuesi i saj, Fazlur Rahman Khan (1929 – 1982), ishte një mendje e ndritshme inxhinieri, vizioni dhe inovativiteti (risia) i të cilit edhe sot e kësaj dite mbetin vetë esenca e filozofisë së ndërtimit të rrokaqiejve anembanë botës. Karakteristikë themelore e kësaj godine të mrekullueshme mbetet koncepti i saj i bazuar në atë të tubit, shtangësia e të cilit rritet dukshëm me inkorporimin e *super-diagonaleve*, të cilat shtrihen në tërë lartësinë e fasadës. Efekti i shtuar estetik rritet ende më shumë me ngushtimin e prerjes tërthore të godinës në drejtimin e lartësisë së saj (piramidë e cinguar).

Në po të njëjtën figurë, Fig. 3.9-djathtas jepet një tjetër vepër e një tjetër gjiganti të historisë së inxhinierisë së ndërtimit-Kulla e Televizionit në Shtudgard (Stuttgart) të Gjermanisë, e përfunduar në vitin 1956, projektuar nga Fritz Leonhardt. Dimensionet e saj janë me një diametër $\varnothing 10.8\text{ m}$ në bazë, e cila në majën e saj ngushtohet në $\varnothing 5.04\text{ m}$ (mu përfundi unazës) dhe ka një lartësi 217 m . Materiali i kullës është kryesisht betoni i paranderur. Kulla është e modeluar duke u bazuar në trungun e bambusë (në çdo 10 m interval ka një përforcim në anën e brendshme, derisa mbështjellësi i jashtëm i tubit ka formë parabolike me një kurbaturë shumë të vogël.)

Kjo kullë, për nga eleganca dhe bukuria e saj, mbetet një kryevepër e inxhinierisë së shekullit njëzet.

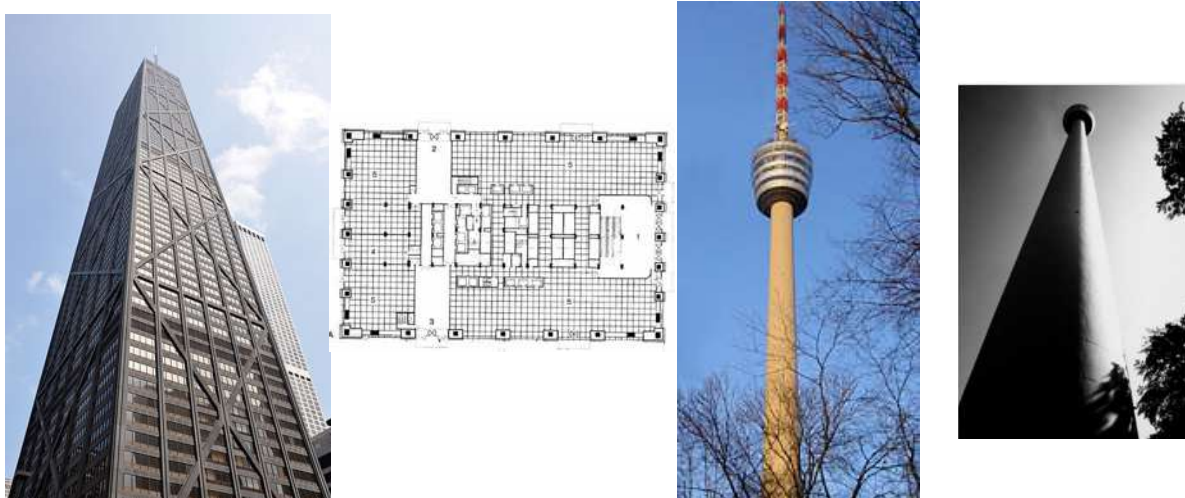


Fig. 3.9 Majtas-John Hancock Centre, Fazlur Khan; djathtas-TV Toëer, Stuttgart, Fritz Leonhardt; dy kryevepra arti nga dy artistë të strukturave.

Për Fritz Leonhardt-in do të flitet më vonë në këtë kapitull, ndërsa tani shkurtimisht do të ilustrohen dy vepra të dy inxhinierëve zviceranë, të cilët betonin e armuar dhe atë të parandëruar e ngritën në një tjetër nivel: Heinz Isler (1926 – 2009) dhe Christian Menn (1926). Përderisa i pari mjeshtërinë e guaskave nga betoni i armuar e ngriti në një pedestal të paparë më herët, i dyti, si një dishepull *par excellence* i paraardhësve të tij, Maillart-it dhe Leonhard-it, artin e projektimit të urave [26] e zhvilloi në një nivel të tillë sa që lirisht mund të themi se jemi me fat që e kemi përjetuar një kohë, në të cilën etika produktive, e një njeriu jashtë normave të zakonshme, na mundëson të shijojmë këto vepra inxhinierike të pakrahasueshme për nga efikasiteti strukturor dhe eleganca e tyre (*Fig. 3.10*).



Fig. 3.10 Majtas – Pompa e benzinës në Deitingen, Heinz Isler, 1968; djathtas – Ganterbrücke, Simplonspass, Switzerland, Christian Menn, 1980; dy **kryevepra të artit** të strukturave.

Me fjalët e Fritz Leonhard-it në librin *Brücken* [3]: “*Questions of aesthetics cannot be understood with critical reasoning alone, [as] they reach too deeply into the regions of feeling, where logic and rationality lose their precision*” (“*Aspektet e estetikës nuk mund të kuptohen vetëm nga gjykimi kritik, [duke qenë se] ato arrijnë shumë thellë në hapësirat e ndjenjës, ku logjika dhe racionaliteti humbasin saktësinë e tyre*”), këto dy vepra i përmbushin pothuajse të gjitha kriteret e atyre kanoneve të cilave Leonhardt-i ia kushtoi një pjesë të madhe të jetës së tij. Dy elemente të cilat mund të veçohen në mënyrë të posaçme, janë: karakteri dhe ekuilibri psikik që nxisin përballë vrojtuesit të tyre.

E vetmja “vuajtje” me të cilën ballafaqohet *Ganterbrücke*, mund të thuhet se është prerja tërthore e saj, dhe këtu “shkalla” e relacioneve në mes të varëseve dhe pilonit ballafaqohen me këtë-kjo mund të hetohet vetëm në rastin kur qarkullohet nëpër urë. Gjithsesi, projektuesi – Christian Menn preokupim themelor e kishte jo vetëm aspektin estetik të urës, kështu që risia dhe shkalla e lartë e aspektit tekniko-teknologjik janë plotësisht prezente në të gjitha elementet e saj.

Një inxhinier (edhe pse në shumicën e rasteve quhet arkitekt!) i cili ka shënuar dekadën e fundit me disa projekte spektakulare është Santiago Calatrava (1951). Edhe pse me një renome të “projektuesit i cili tenton të tejkalojë ndasitë në mes të inxhinierisë së strukturave dhe arkitekturës”, është qartësisht e lehtë të kuptohet se ai projektonte me gjenet e një strukturisti të rryer dhe i cili për afirmim ka zgjedhur “spekulimin” me format dhe lojën me ekuilibrin. Edhe pse është e qartë se ai ka përvetësuar deri në skajshmëri mjeshëtrinë e kësaj loje arti, veprat e tij janë tepër të shtrenjta dhe në konflikt me resurset përherë në zvogëlim e sipër me të cilat po përballon njerëzimi. Gjithsesi, për sa i përket plasticitetit, cilësisë artistike dhe skulpturimit, mund të thuhet lirisht se e ka arritur majën e synuar. Njëra ndër veprat të cilën do ta veçonim këtu, kryesisht duke u bazuar në *lexueshmërinë, rrjedhjen e forcave, plasticitetin dhe elegancën*, si kritere themelore të shprehjes vizuale të efikasitetit të formës strukturore, është ura për këmbësorë “*Ponte della Costituzione*” (*Ura e Kushtetutës*), e lëshuar për qarkullim në vitin 2007 (*Fig. 3.11*).

Ura, duhet cekur faktin, kishte një rezistencë të fortë nga publiku venedikas dhe politikanët lokalë, dhe në fillim quhej “*Quarto Ponte sul Canal Grande*” (*Ura e Katërt mbi Kanalin e Madh*), por që iu ndërrua emri më 2008, për nder të

gjashtëdhjetëvjetorit të Kushtetutës Italiane. Ura "*Ponte della Costituzione*" ka një hapësirë drite $l = 80\text{ m}$ dhe ndodhet në një pikë shumë të rëndësishme të Venedikut. Autori i këtij punimi, konsideron që kjo të jetë kryevepra e Kalatravës.

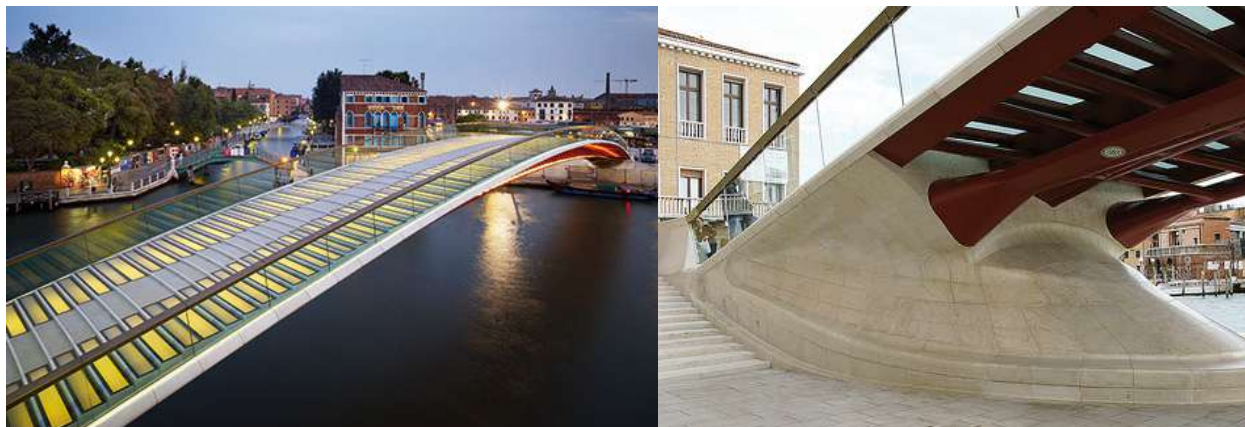


Fig. 3.11 *Ponte della Costituzione*, Venedik, Santiago Calatrava, 2007; djathtas – detaj i shtyllës bregore. Prezent: plasticiteti dhe anatomia strukturore

Shpeshherë, nëpër media të ndryshme, siç janë revistat, dokumentarët etj., hasen në përdorim shprehjet, si: "arkitekti x projektoi urën mbi lumin y ; ose edhe shprehjet e natyrës vërtet të pakuptimta, si: "arkitekti x ndërtoi urën mbi lumin y , ose rrokaqiellin z". Një arkitekt edhe mund të jetë hedhës i një ideje të një ure këmbësorësh, por është inxhinieri strukturist ai i cili do ta vazhdojë më tutje dhe që do të merret me aspektin tekniko-teknologjik të saj. Kohëve të fundit, ka raste të shpeshta kur promotori i një investimi publik apo privat (edhe me qëllime të afirmimit personal dhe ambicieve politike) angazhon një arkitekt apo artist të njohur të projektojë një vepër arti. Si rast tipik mund të ilustruhet ai i "*London Millennium footbridge*" (*Pasarela e Mileniumit të Londrës*) në Londër (Fig. 3.12), me "projektues" Norman Foster (ç'është e vërteta, edhe kompania konsulente ishte përzgjedhur me famë botërore, kompania *Ove Arup*). Ideja e deklaruar ishte ajo e nxitjes së "ndjenjave të forta" tek vrojtuesit. Kështu, u lansua një zgjidhje e një ure të varur me një lastri të paparë deri atëherë (përafërsisht 6 herë më e madhe se një urë e varur konvencionale). Me ditën e inaugurimit filluan edhe problemet e ndërlidhura kryesisht me lëkundjet anësore, të nxitura nga komponenta horizontale, të cilën e gjeneron këmba e njeriut nën ecje e sipër, e burimi i së cilës është zhvendosja e përkohshme e qendrës së gravitetit të trupit të njeriut. Shumë shpejt ura u mbyll për qarkullim dhe filluan testimet dhe më

vonë edhe rehabilitimi i strukturës së porsandërtuar, që kushtoi mjaft shtrenjtë. Një kompanie me famë botërore, si *Arup*-i, i "shkoi fytyra"-kishte lejuar që të punonte nën patronatin e "arkitektit yll", duke neglizhuar njërin prej fenomeneve të cilat i përket klasikës së dinamikës së strukturave. Ura "Millenium bridge" është me siguri më e shtrenjta në historinë e ndërtimit të tyre – kushtoi mbi 50 milionë funta [26].



Fig. 3.12 Millennium footbridge, Arup & Norman Foster, 2000; ura më e shtrenjtë në dekadat e fundit: 37700 €/m^2 [26].

3.1 Mbi parimet bazë në artin e strukturave

Aglomeratet urbane dhe qytetërimet formohen përreth simboleve të caktuara në mënyrë krejtësisht sponatne. Sikurse u cek edhe më lartë, këto simbole, në shumicën dërmuese të rasteve, paraqesin vepra inxhinierike me destinime nga më të ndryshmet, si: vepra kulti, zbavitjeje, arena tubimesh etj. Kur këto projektohen mbi bazën e efikasitetit mekanik të materialeve të përdorura, në kuadër të resurseve me të cilat posedon shoqëria, duke respektuar edhe kriteret estetike, atëherë të njëjtat shndërrohen edhe në vepra arti. Me krijimin e veprave të artit (frëngjisht: *œuvres d'art*, anglisht: *works of art*) në mjedisin tredimensional merren: inxhinieri strukturist, arkitekti dhe skulptori. Përkatësisht, derisa i pari krijon forma të bazuara kryesisht në rregulla shkencore; i dyti krijon duke u bazuar më tepër në dimensionin social; ndërsa i fundit krijon vepra arti të një natyre simbolike, qëllimi kryesor i të cilit është ruajtja e kujtimit të përhershëm të një personi a personaliteti etj.

Lumturia e qenies njerëzore, ndër të tjera, varet edhe nga cilësia estetike e mjedisit ku ai jeton dhe vepron [3], [25]. Në një demokraci, derivate themelore të së cilës janë liria individuale dhe kreativiteti produktiv i saj, këto simbole assesi nuk mund t'i shmangen kritikës objektive dhe shqetësimeve të shprehura nga ana e qytetarëve të saj. Ky fakt i rëndësishëm duhet të trajtohet me seriozitetin e merituar nga projektuesi, nëse ai dëshiron që vepra e tij të jetë e pranuar brendapërbrenda komunitetit.

Qëllimi i projektuesit të një strukture duhet të jetë gjenerimi i një vlere të re për mjedisin në të cilin planifikohet lotimi i saj. Për ta arritur këtë, projektuesi duhet të zotërojë njohuri të thella të lëmit përkatës. Shumicën e rasteve fillohet me konceptimin e formave frymëzuar nga ide origjinale, të cilat lindin nga vet natyra; më pas, duke përdorur parimet dhe aparatit shkencor (matematikor), të njëjtat duhet të analizohen, të dimensionohen dhe së fundmi të realizohen. Domeni i inspирimit është mjaft i gjerë, dhe idetë mund të jenë të bazuara në një trung lisi, në një rrjetë merimange, në një guaskë nautilus (shih kapitullin 2 më lartë), në një fluskë sapuni etj., etj. Por, inspирimi nuk është i vetëmjaftueshëm. Projektuesit do t'i nevojiten aftësi të caktuara, si: në nivelin e inspирimit artistik, bazamentit matematikor, kreativitetit, origjinalitetit, aftësisë prezantuese (vizatimi) etj. Kur aftësia e tij të ketë arritur nivelin

e përshtatshëm, ai do të ketë arritur që idenë fillestare ta ngrisë dhe ta zhvillojë deri në shkallën e synuar-vepër e arti. Me këtë lloj përsiatjesh dhe betejash me siguri do të kenë qenë të ballafaquar edhe inxhinierët, si: Thomas Telford, Gustav Eiffel, Robert Maillart, Fritz Leonhardt, Heinz Isler, Pier Luigi Nervi, Sergio Musmeci, Christian Menn, Jörg Schlaich e, së fundmi, edhe Santiago Calatrava, strukturat e të cilëve padyshim janë të denja të shijohen nëpër muze të ndryshëm anembanë botës. Një strukturë inxhinierike-vepër arti përbëhet nga një konglomerat i tërë elementesh strukturore, forma dhe madhësia e të cilave e bën definimin e siluetës së saj. Duke qenë se inxhinieri strukturist është pikërisht përgjegjësi kryesor për madhësinë dhe shkallën e tyre relative, por edhe atë "absolute", ai assesi nuk mund t'i shmangët "përgjegjësisë" që, përveç aspekteve të efikasitetit mekanik dhe ekonomik, të zotërojë edhe aspektin artistik dhe estetik të tyre. Duke qenë se inxhinieri strukturist është një figurë qendrore e "skalitjes" së një forme, mund të flitet lirisht që tashmë ky "zanat" të jetë ngritur m'u aty ku edhe e ka vendin-në *artin e strukturave*.

Si në kohët e Mesjetës, Rilindjes, por edhe në kohët e sotme, autorë të ndryshëm janë përpjekur që të japin përkufizime relativisht shkencore mbi të bukurën. Është arritur një lloj konsensusi që nuk është e mundur të jepen kriteret sasiore mbi vlerat estetike të një vepre arti. Njëri nga autorët që ka shkruar më së largu në këtë drejtim, padyshim, është Fritz Leonhardt me librin e tij "*Brücken*", shkruar në vitin 1982 [3].

Pyetja themelore, e cila parashtrohet këtu, është: a është e mundur që të parashtrohen së paku disa *parime bazike*, të cilat do të mund të konsideroheshin si parakushte themelore që do të duhej përmbushur për të qenë i aftë për krijimin një vepre arti – strukture?

- Ne themi se po. Ndërsa këtu më poshtë do të përpiqemi t'i rendisim një nga një, shtuar edhe argumentimet përkatëse. Duke përfillur faktin se qenia njerëzore, si fenomeni më i rëndësishëm, ndodhet në bërthamën e të gjitha ndërmarrjeve të cilat kanë të bëjnë me krijimin e këtyre veprave, do të fillohet pikësëpari me parimin e objektivitetit, i cili është njëkohësisht "dera e hyrjes" për në aventurën e bukur njerëzore që quhet krijimtari.

3.1.1 Parimi i objektivitetit

Ky *parim* ka të bëjë me qëndrimin, gjykimin, vlerësimin dhe me vendimmarrjen për krejt atë që përkon me projektimin e një vepre arti. Ky është parimi me domethënie më të gjerë dhe më të rëndësishme për tërë procesin e krijimtarisë njerëzore. Ky parim qëndron në një lidhje të ngushtë me personalitetin dhe dinjitetin njerëzor. Parimi i objektivitetit duhet të shfaqet në çdo lëmi të veprimtarisë njerëzore, në secilin vend e në secilën kohë, pavarësisht nga rrethanat në të cilat veprohet.

Nga parimi i objektivitetit burojnë, ndër të tjera, drejtësia ndaj të tjerëve, qëndrimi kritik ndaj vetvetes (njohja e vetvetes) – deri tek heqja dorë nga *egoja* individuale [25]. Mu në bazamentin e parimit të objektivitetit ndodhen motivimet fisnike, burimi i të cilave është vetë dashuria njerëzore. Krijimtaria njerëzore e bazuar në këtë parim mund të sjellë rezultate të shkëlqyeshme, forma elegante, të pastra dhe zgjidhje ekonomike-njeriu krijues bëhet *produktiv*.

Ambicia mund të jetë konstruktive, por motivimet e saj mund të jenë edhe jofisnike e shpeshherë edhe plotësisht joproduktive. Ajo, shtyn të punohet, por që njëkohësisht e nxjerr personalitetin në plan të parë, e jo shoqërinë dhe interesin e përgjithshëm, dhe shtyn në këtë mënyrë përmbushjen e karakterit joproduktiv të krijuesit të një vepre arti [25].

Ambicia mund të jetë e dobishme vetëm atëherë kur nuk shërben ekskluzivisht për interesa personale apo atëherë kur e njëjta nuk paraqitet (në mënyrë të natyrshme) si rezultat i një personaliteti me çrregullime shpirtërore, të cilat herë-herë marrin përmasat e sado-mazohizmit krijues (ndryshe si të shpjegohen disa vepra arti të krijuara me fare pak shije, pa karakter, "të palumtura" në rrethinën ku janë lotuar?). Edhe kur ajo (ambicia pra) nuk bie ndesh me interesat e shumicës, megjithatë duhet "shtypur": kryesisht përmes thellësisë kulturore, dëshirës për të qenë i sigurtë, vetëkritikës dhe dashurisë ndaj njeriut, mjedisit dhe shoqërisë.

3.1.2 Parimi i funksionalitetit

Ky parim ka të bëjë me vetë nevojën e përmbushjes së kërkesës themelore, nevojën për të cilën projektohet e pastaj ndërtohet një vepër arti (urë, tunel, kullë etj). Një vepër arti, mund të ilustruhet si një shembull tipik i zbatimit të ligjit të përgjithshëm të biologjisë, sipas të cilit "*nevoja e nxit organin*". Në rastin konkret, "*nevoja*" është

komunikimi i njerëzve dhe mallrave, nevoja për tubim, argëtim; ndërsa "*organi*" është vepra e artit, detyrë themelore e të cilit është përmbushja e rolit të paracaktuar social. Elementet e projektimit të një ure, për shembull, kur bëhet fjalë për parimin e funksionalitetit, duhet të përmbajnë të gjitha kushtet e qarkullimit (komunikacionit): para urës, mbi urë dhe nën të, qoftë gjatë realizimit të saj ose edhe pas përfundimit, madje për tërë jetëgjatësinë e saj. Për aq mirë sa janë marrë parasysh dhe studiuar këto kushte, për aq mirë sa janë saktësuar dhe plotësuar këto, po aq edhe janë përmbushur kërkesat që kanë të bëjnë me *funksionalitetin* e kësaj vepre arti, si gjatë ndërtimit, edhe gjatë eksploatimit po ashtu. Një komponent i rëndësishëm i aspektit funksional të një vepre arti është edhe mirëmbajtja gjatë eksploatimit të saj – ky duhet të jetë komponenti vital i projektit. Qëndrueshmëria mjedisore (*sustainability*) dhe riciklimi janë pjesë integrale e këtij parimi.

3.1.3 Parimi i stabilitetit

Është një ndër parimet themelore, të cilit projektuesi duhet t'i kushtojë një vëmendje të shtuar. Është fat i keq, megjithatë, që ky parim paraqitet si kriteri themelor mbi të cilin sot për sot bazohen fakultetet e inxhinierisë së ndërtimit. Këtu inxhinieri ndihet, si të thuhet, "në terrenin e vet", duke qenë i armatosur me aparatit shkencor të fituar gjatë kohës së studimeve. Parimi i stabilitetit nuk ka të bëjë vetëm me strukturën primare përparësisht, por ka nevojë të zgjerohet edhe më tutje, d.m.th. me stabilitetin e gjithçkaje që ka të bëjë me ndryshimin e *gjendjes* së strukturës, e tillë siç synohet dhe dëshirohet të jetë, ku me *gjendje* nënkuptohet struktura e projektuar, por edhe aspektet tjera, sikurse durabiliteti, pamja etj. (në terma të Eurocode-ve, *ULS*, *SLS*). Koncepti i stabilitetit, pra, është ngushtë i ndërlidhur jo vetëm me konceptin e ekuilibrit, stabilitetit, lodhjes së strukturës, por edhe me konceptin e shfrytëzueshmërisë së parashikuar të një vepre arti. Përmbushja e njëjës prej kërkesave përkitazi me stabilitetin global të një vepre arti nuk do të thotë automatikisht përmbushje e kërkesës që ka të bëjë me shfrytëzimin normal të saj. Si rast, mund të jepet shembulli kur paraqitet një zhvendosje e konsiderueshme e mbështetësit për një strukturë (statikisht të përcaktuar); zhvendosje, e cila mund të mos rrezikojë stabilitetin global të strukturës, por që kjo shkel seriozisht aspektin e shfrytëzimit normal të veprës së artit (dukjen, niveletën, plasaritjet, lëkundjet etj.)

Gjithsesi, të dy gjendjet (të ashtuquajtura *kufitare* me gjuhën e kodeve moderne) mund të ndodhin qoftë të ndara, qoftë në të njëjtën kohë, me ç'rast mospërbushja e njëres mund të shpie anasjelltas në mospërbushjen e tjetrës.

Së fundmi, duhet cekur se nga niveli i përbushjes së këtij parimi, do të varet jo vetëm aspekti ekonomik, por edhe vetë jetëgjatësia e një veprë arti. Një elaborim dhe, mbi të gjitha, një realizim korrekt i detajeve përbërëse të një veprë arti është garancia më e madhe për një jetëgjatësi të synuar (*design working life*) si dhe për shpenzime relativisht të kufizuara për mirëmbajtjen e saj.

Inxhinierët e mëdhenj të shekullit të kaluar (si Maillart, Leonhardt, Freyssinet, Nervi, Menn) ishin (disa janë ende fatmirësisht) jo vetëm tejet të shkathët në përdorimin e materialeve dhe teknologjive të reja, por që të njëjtit, në përbushjen e këtij parimi themelor, arritën të realizojnë vepra të denja për ekspozime nëpër muze të arteve, pikërisht duke respektuar edhe parimet tjera përveç stabilitetit të tyre.

3.1.4 Parimi i racionalitetit

Kuptimi i racionalitetit ka të bëjë jo vetëm me strukturën e një veprë arti por edhe me fqinjësinë e saj, pikat lidhëse (pikat ekstreme të saj) si dhe implikimet që lindin si pasojë e këtij interaksioni, qoftë në aspektin ekonomik apo estetik. Çmimet të cilat rezultojnë nga ky interaksion do të duhej të shërbenin si një kriter tejet i rëndësishëm kur bëhet fjalë për zgjedhjen në mes të varianteve, për shembull. Ngusht të ndërlidhur me kuptimin e racionalitetit janë komoditeti dhe siguria e shfrytëzuesve (komunikacioni automobilistik, hekurudhor apo edhe këmbësor), shpenzimet e eksploatimit dhe të mirëmbajtjes për jetëgjatësinë e projektuar të veprës së artit.

Vendimi mbi zgjedhjen e një variante nga metali, betoni të armuar apo betoni të parandëruar do të duhej marrë vetëm pasi që të jenë analizuar në thellësinë e tyre të gjithë parametrat të cilët kanë të bëjnë me mënyrën e ekzekutimit, durabilitetit, eksploatimit, mirëmbajtjes dhe së fundmi edhe demolimit dhe eventualisht riciklimit. Një parametër tjetër, tepër i rëndësishëm, që ka të bëjë me racionalitetin, është ai i *resurseve* me të cilat posedohet qoftë në nivel të materialeve të përdorura, qoftë të fuqisë punëtore e mos të përmendim fare - buxhetit të disponueshëm.

Kohëve të fundit, kryesisht për mungesë *objektiviteti* (shiko parimin e objektivitetit më lartë në tekst), mungesë njohurish përkatëse në lidhje me *parimin e stabilitetit*,

anëmbanë botës janë duke u hedhur ide dhe duke u hartuar projekte ndër më pak racionale, në kundërshtim jo vetëm me rrjedhën e forcave por shpeshherë edhe me rrjedhën e publikut (harku normal në rrjedhën e qarkullimit?!). Politikanët injorantë, në nevojë të promovimit të ideve të tyre përmes krijimit të *simboleve*, angazhojnë “arkitektë yje”, të cilët në shkelje të parimeve të elaboruara këtu lartë projektojnë vepra të cilat mund të quhen më tepër spekulime se sa vepra arti.

3.1.5 Parimi i origjinalitetit

Ky parim është ngushtë i ndërlidhur me aftësitë kreative të njeriut. Freski krijuese ka ajo vepër arti e cila buron nga aftësia krijuese e projektuesit (strukturistit), duke marrë parasysh elementet, si: *lokacionin*, *kontekstin*, *ambientin* etj. Një vepër arti (urë), si për shembull ajo e Salginatobelbrücke (R. Maillart), qëndron me tërë madhësinë në kontekstin e saj (Schiers, CH), por do të dukej e pakuptimtë nëse do të vendosej në rrafshin e Fushë Kosovës, për shembull. Dëshira për origjinalitet është ngushtë e ndërlidhur me parimin e objektivitetit. Shpeshherë, dhe sidomos kohëve të fundit, dëshira për sa më tepër origjinalitet [26] ka çuar deri në fuqizimin ekstrem të egos dhe në keqpërdorimin e parimeve bazike të shkencës mbi strukturat dhe atyre të mekanikës. Po ashtu, dëshira për afirmim, ka ngjallur edhe apetitin e të ashtuquajturve “arkitektë yje” [27] për të vënë në qarkullim zgjidhje nga më të çuditshmet (e me ndihmën e autoriteteve, fatëkeqësisht, edhe realizimin e tyre) dhe shpeshherë (me ndihmën e konstruktorëve të pandërgjegjshëm) edhe vepra të cilat shkelin rëndë jo vetëm aspektet elementare të ligjeve të fizikës, por bien ndesh edhe me ligjet e estetikës [14]. Ky parim është ngushtë i lidhur me zhvillimin e teknologjisë dhe përdorimin e materialeve të reja, daljen nga “veprat standarde” dhe kufijtë konvencionalë të kohës. Gjithsesi, shprehja e individualitetit këtu është e mirëseardhur dhe e domosdoshme për të shënuar stilin e projektuesit. Projektuesit e mirëfilltë, kanë lënë gjurmët e tyre të pashlyeshme pikërisht përmes origjinalitetit, kreativitetit dhe vetëdijes së avancuar mbi materialet e përdorura dhe kontekstit të shoqëruar me një analizë të thellë të inkorporimit ambiental dhe të resurseve në zotërim. Kjo i ka bërë që të vazhdojnë të jenë të admirueshme qoftë nga vrojtuesi i rëndomtë, qoftë nga njohësi i mirë i tyre.

3.1.6 Parimi i estetikës

Kuptimi i nocionit të estetikës është Grali i Shenjtë (*engl. Holy Grail*) i artit mbi strukturat. Ky parim është i vlefshëm në veçanti për urat si sinonim i veprave të artit. Estetikisht, një strukturë varet kryesisht nga vet natyra e konceptimit të saj, nga uniteti i kompozicionit të elementeve strukturore, nga shkalla e ruajtjes së ritmikës dhe përsëritjes së elementeve strukturore, nga eleganca, thjeshtësia e saj, transparenca, shkalla globale e lastrisë, harmonia, ngjyra dhe tekstura e elementeve përbërëse, si dhe nga niveli i ekspozimit ndaj dritës dhe hijes [55]. Në *Fig. 3.13*, më poshtë, është paraqitur ura Kraiegellaçi (*anglisht: "Craigellachie bridge"*) në Skotlandë, vepër e projektuar nga inxhinieri i famshëm Thomas Telford dhe e realizuar në vitet 1812 – 1814. Kjo vepër arti, në kohën kur u ndërtua konsiderohej si një arritje e madhe në lëmin e urave (nga hekuri i derdhur). Është e sigurtë se edhe sot e kësaj dite ajo nuk ka humbur asgjë nga bukuria e saj. Si karakteristika themelore të saj, mund të veçohen: *lastria, rregulli, harmonia, transparenca, inkorporimi mjedisor* dhe *formësimi artistik* tejet i arrirë. Një strukturë e cila në vete përmban të tëra këto që u cekën, rezulton me një shkallë të lartë të qetësisë dhe inkorporimit ambiantal dhe në nxitjen e emocioneve tek vrojtuesi i saj. Natyrisht, përjetimi dhe gjykimi i saj nga ana e vrojtuesit të zakonshëm është funksion i shkallës së ndiesisë dhe emancipimit të tij, por edhe i rrethanave tjera sociale të cilat nuk e kanë burimin e tyre në cilësinë estetike të strukturës, por në personalitetin e vrojtuesit të saj. Lëshimet kryesore të cilat janë bërë, dhe po bëhen edhe ditëve të sotme, janë mungesa e transparencës, lastrisë dhe e formësimit artistik-si komponentë themelore të elegancës së një vepre inxhinierike.



Fig. 3.13 *Craigellachie bridge*, Thomas Telford, Craigellachie, Skotlandë, 1812 – 1814, $l = 50m$ [22] – një kryevepër arti.

Natyrisht, si themele të estetikës janë: kultura e përgjithshme, shkalla e ngritur e njohurive mbi artet pamore, kreativiteti individual, dashuria dhe përkushtimi ndaj profesionit të zgjedhur, përvoja e fituar, etika profesionale dhe në fund (por jo edhe e fundit) dëshira dhe vetmohimi për t'i shkuar veprës deri në fund, pa rezerva dhe pa kompromis, duke mos neglizhuar askënd dhe asgjë gjatë këtij rrugëtimi.

Siç shkruante Fritz Leonhardt [3], bukuria e natyrës është ndër burimet më të fuqishme për shëndetin dhe për shpirtin e ndjeshëm të njeriut (*gjermanisht: "die Schönheit der Natur ist geradezu der stärkste Kraftquell für die empfindsame Seele des Menschen"*). Me të vërtetë, strukturat e krijuara nga natyra – biostrukturat përmbajnë në vete gati të gjitha elementet e cekura më sipër dhe do të duhej të shërbenin si një burim i pashterrshëm frymëzimi për projektuesit e strukturave, madje jo vetëm për nga aspekti estetik, por edhe mekanik.

Me studimin e parimeve të estetikës së veprave inxhinierike, janë marrë një numër i vogël i autorëve, dhe ndër më eminentët janë: Fritz Leonhardt, Christian Menn, David Billington, Jörg Schlaich dhe Michel Virlogeux. Autori i cili ka shkuar më së largu në këtë drejtim është padyshim Fritz Leonhardt, i cili në librin e tij "*Brücken-Bridges*" [3] ka bërë edhe një tentim për formulimin e kanoneve që kanë të bëjnë me definimin e karakteristikave themelore *sine qua non*, pra të cilat do të duhej t'i kishte një vepër arti në lëmin e inxhinierisë së ndërtimit, në mënyrë që të mund të konsiderohet se ka përmbushur parimet e estetikës:

- përmbushjen e kriterit qëllim-funksion (*gjermanisht: Zweckerfüllung*),
- proporcionet,
- rregullin (*gjermanisht: Ordnung*),
- simetrinë,
- përsëritjen,
- rafinimin e formës (*gjermanisht: Verfeinerung der Form*),
- integrimin (shkrirjen) në mjedis (*gjermanisht: Einpassung in die Umwelt*),
- teksturën e sipërfaqes (*gjermanisht: Oberflächentextur*),
- ngjyrat (*gjermanisht: Farben*),
- karakterin (*gjermanisht: Charakter*),

- kompleksitetin – stimulimin përmes varieteteve (*gjermanisht: Komplexität – Reize durch verschiedenartigkeit*),
- përfshirjen e natyrës (*gjermanisht: Einbeziehen der Natur*).

Kështu, në kontekstin e dhënë, mund të pohohet: një vepër arti e cila bie ndesh me parimet themelore sipas të cilave krijon natyra nuk mund të jetë e arrirë as teknikisht e as estetikisht. Një vepër arti, e projektuar në shkëlqje të këtyre parimeve të cekura më lartë, nuk ka se si të mos shkojë në koshin e harresës - është e gjykuar të "vdes"-bile, edhe para se të "lind".

Dhe, përkitazi me të bukurën në art, me estetikën, pra edhe në kontekstin e punimit tonë, për një konkluzion konstruktiv, do të shërbeheshim edhe me këto mendime të estetëve të mirënjohur, përkatësisht Benedeto Kroçe dhe Nasho Jorgaqi: "*Problemi i origjinës së artit, ... është i njësuar me atë të shfaqjes së qytetërimit njerëzor përmbi tokë*" [56], veçse: "*Për më tepër, jo të gjithë njerëzit e konceptojnë me të njëjtën lehtësi të bukurën në ato trajta që paraqitet...*"⁾, sidoqoftë [57] "*...sublimja estetike e çliron njeriun nga vogëlsitë dhe preokupimet e rëndomta...*" [57].

Mirëpo, nëse sublimja estetike, si gjykim dhe shije ose si përjetim e çliron njeriun nga vogëlsitë, në kuptimin e lartësisë së detyrës profesionale mendojmë se krijuesin (arkitektin ose inxhinierin strukturist) pikërisht detajet e lartësojnë në madhësinë e kompleksitetit të veprës si tërësi, natyrisht, me implikime serioze edhe për mbarë ekspertët e fushave të caktuara që përfshihen, në këtë rast, në një vepër arkitektonike.

4 Projektimi i strukturave inxhinierike-qasja klasike konvencionale

4.1 Ç'është projekti dhe cili është synimi i tij?

Arsyeja objektive për një projekt është vetë nevoja e individit apo komunitetit për të krijuar diçka të re që do të shërbejë për përmbushjen e një kërkesë specifike. Procesi i projektimit është fundamental për ndërtimin në tërësi. Ai përmban në vete nxitje intensive (stuhi) idesh (*anglisht: brainstorming*), kreativitet dhe metodologji të marrjes së vendimeve, duke u bazuar në kritere mjaft komplekse. Se si do t'i qasemi procesit të projektimit, në shumicën e rasteve varet nga kushtet fillestare-hyrëse, siç janë: kërkesa e investitorit, shtrëngesat gjeometrike, resurset etj.

Kohëve të fundit, haset një tendencë e projektimit me ndihmën e kompjuterit, d.m.th., nga faza e hedhjes së idesë kalohet drejtpërdrejt në fazën e elaborimit të projektit në mënyrë digjitale. Ky është një defekt tipik i projektuesit të dobët (në mos mediokër), i cili ka lënë në harresë mënyrën tradicionale (themelore) të projektimit përmes hedhjes së konceptit në letër dhe miratimit të variantit më të përshtatshëm-para se të kalojë në digjitalizimin e tij. Për këtë, padyshim, fajtor është edhe sistemi tradicional i edukimit shkollor, i cili në esencë synon të përgatisë kuadro të aftësuar shumë më tepër për të dimensionuar prerje tërthore se sa projektues të ardhshëm. Nuk duhet harruar se projektimi është një aktivitet ekipor. Edhe pse projektuesi kryesor është vetëm një, aktiviteti i mëtutjeshëm është punë plotësisht ekipore nën "dirigjimin" e tij. Kështu, *projektimi* në inxhinieri del të jetë një aktivitet i cili ndërmerret në përgjigje të një nevoje (kërkesë) specifike për të krijuar një gjësend të ri-një vepër arti të dobishme për komunitetin. Rezultat i procesit të projektimit është një grumbull dokumentesh përshkruese të kësaj veprë arti, në formë planesh, paramasash etj.

Ndër komponentët themelorë të procesit të projektimit është *kreativiteti* i projektuesit, i cili mund të shpjegohet si aftësi e projektuesit për të imagjinuar një vepër arti përpara se ajo të ekzistojë në realitet.

Kreativiteti i projektuesit është një proces fundamentalisht i rëndësishëm, i cili kalon nëpër disa faza, ndër të cilat: eksplorimi i dimensioneve të problemit të parashtruar, shtresëzimi i problemit në nënvetëdijen e projektuesit, përftimi i përshtypjes që një zgjidhje (ide) është në "rrugë e sipër" dhe kalimi i idesë nga nënvetëdija në vetëdijen e projektuesit, me rezultat aplikimin e zgjidhjes së "imagjinuar" (skicat e para, vizatimet, planet etj.).

Kështu, procesi i projektimit (sepse projektimi është proces) do të mund të sendërtohej kryesisht në tri faza kryesore:

▪ **Përkufizimi i problemit**

Në këtë fazë, rol të madh ka investitori me të cilin përcaktohen në mënyrë precize funksionet specifike (kriteret) të cilat duhet t'i plotësojë vepra e artit, dhe këtu e kanë burimin e vet kërkesat kontraktuale në mes të projektuesit dhe investituesit. Këtu, për shembull, definohen ngarkesat e eksplotimit, aspektet që kanë të bëjnë me SLS (*anglisht: Serviceability Limit States*), shpejtimet e lejuara etj.

▪ **Faza Krijuese**

Kjo është faza vendimtare e tërë procesit dhe ka të bëjë me kreativitetin në tërë kompleksitetin që ai bartë më vete. Kjo është një etapë e cila sigurisht i përket "dirigjentit" të ekipit projektues dhe mund të fillojë menjëherë pas përkufizimit të problemit (fazës së parë). Rezultat i kësaj faze është zgjedhja e variantit më të favorshëm relativisht me kriteret e vendosura paraprakisht.

▪ **Rafinimi i zgjidhjes**

Njëherë, pasi që është zgjedhur varianti më i përshtatshëm, mund të fillohet me fazën finale për dimensionimin e prerjeve tërthore të elementeve strukturore, vizatimi i planeve, specifikimi i materialeve, detajimi etj. Në këtë fazë, sigurisht që mund të kyçen anëtarët e ekipit projektues të cilët kanë më pak përvojë në projektim.

Projektuesit, gjatë procesit të përmbushjes së tri fazave të lartëcekura, sot i ofrohen dy mundësi: projektimi “përrjashta kornizave” ekzistuese dhe projektimi “brenda kornizave” ekzistuese. Përderisa në rastin e parë, projektuesi në mënyrë të vetëdijshme hedh poshtë cilatdo qoftë zgjidhje paraprake të problemit të parashtruar, në rastin e dytë ai përqafton dijen dhe përvojën e akumuluar paraprakisht duke shfrytëzuar veprat e parapëlqyera, të cilat tashmë janë të verifikuara në aspektin strukturor, ekonomik dhe estetik. Thënë më shkurt, projektuesi bëhet më konservativ, duke u bazuar në vetë faktin që nëse një ide ka funksionuar një herë – pse të mos funksionojë edhe një herë tjetër?

Në inxhinierinë e ndërtimit, ndër nxitësit themelorë të inovacionit janë parimet e mekanikës. Kështu, fuqia e këtyre parimeve qëndron në faktin e aftësisë së “parashikimit” të sjelljes së një sistemi kompleks ndaj ndikimit të ngarkesave të jashtme, dhe, cilëndo qasje të cekur më lartë ta ketë zgjedhur projektuesi, vlefshmëria e tyre mbetet e njëjtë. Këto parime bëhen edhe më fuqiplota në rastin kur një konceptim i gabuar i strukturës mund të ketë pasoja të rënda për shfrytëzuesin (humbja e stabilitetit, shembja etj.) Nga ana tjetër, pikërisht kjo është ndër arsyet pse inxhinierët strukturistë marrin përgjegjësinë, d.m.th. janë liderë të projekteve tek të cilat ky rrezik për jetën e njeriut është i pranishëm përherë (urat, pasarelat, kullat e larta etj.). Në kësi lloj projektesh, prania e arkitektit do të duhej përqendruar kryesisht në nivelin e përzgjedhjes së ngjyrave, përshtatjes me ambientin etj., por kurrsesi të merret me “projektimin” e strukturës (e siç abuzohet shpeshherë – edhe “me ndërtimin e saj”!). Këtu, nuk duhet harruar kurrsesi (kjo do të trajtohet më vonë në këtë kapitull) që as aplikimi i parimeve të mekanikës, as analizat e sofistikuara kompjuterike nuk paraqesin masë për cilësinë e projektimit si proces.

4.2 Faza e konceptimit – bashkëpunimi me arkitektin

Në këtë paragraf do të trajtohet njëri prej problemeve kyçe me të cilin përballet procesi i projektimit – konceptimi dhe bashkëpunimi në mes të anëtarëve të ekipit projektues. Për qëllim ilustrimi është zgjedhur lëmi i ndërtimit të lartë, lëm ky në të cilin inxhinieri dhe arkitekti hasin në një nevojë akute për bashkëpunim, qysh në fazat fillestare të projektit.

Në një proces projektimi dhe në varësi të natyrës dhe llojit të projektit mund të paraqiten tre lloj aktorësh: arkitekti, inxhinieri dhe skulptori [21]. Secili projekt e ka një projektues kryesor dhe ekipin e projektuesve. Projektuesi kryesor është lideri/dirigjenti i ekipit, i cili edhe bart përgjegjësinë kryesore jo vetëm për cilësinë e synuar, por edhe të kryerjes së tij brenda afateve të përcaktuara paraprakisht.

Për objektet e ndërtimit të lartë (*anglisht: building structures*), lideri i projektit dhe projektuesi kryesor njëkohësiht është arkitekti, ndërsa inxhinieri strukturist është njëri ndër konsultantët dhe pjesëtarët e ekipit projektues. Vlen të ceket që, në rastin e objekteve shumë të larta – rrokaqiejve (*anglisht: high-rise, super tall buildings*), inxhinieri strukturist jo vetëm që është pjesë e ekipit, por është edhe pjesa më e rëndësishme e tij, pasi që për kësi lloj objektesh struktura paraqitet si një parametër kyç jo vetëm i sigurimit të mbijetesës së objektit në situatat e rrezikut të projektuar (*anglisht: design situations – EN 1990*), por shpeshherë struktura bëhet pjesë e pandashme e funksionit dhe element i rëndësishëm estetik. Një gjë e tillë nuk mund të shihet askund më mirë se sa në ikonat e arkitekturës së rrokaqiejve, si për shembull ajo e John Hancock Tower (*Fig. 4.1*), projektuar nga inxhinieri i famshëm Fazlur R. Khan (1929 – 1982), nga kompania SOM [28]. Vepër imponante arti kjo, në të cilën arti i strukturave është i shprehur me tërë forcën e tij.

Superdiagonalet lënë të kuptohet qartë se aty janë për një qëllim të caktuar, ku lexueshmëria e strukturës bëhet lehtë edhe nga neofiti, e lëre më nga inxhinieri strukturist. Sistemi strukturor ishte një inovacion dhe është pionieri i sistemit strukturor të ashtuquajtur tub periferik me çifte kundër erës (*anglisht: column-diagonal-trussed tube*).

Në projektet ku arkitekti është bartës i tyre, një fazë vendimtare është ajo fillestare e konceptimit të jo vetëm funksionit, por edhe të strukturës primare. Kjo bëhet aq më e evidente kur edhe projekti zhvillohet “kah lartësia”, d.m.th. sa më i lartë të jetë objekti, aq më e nevojshme është që struktura të konceptohet në paralelizëm të plotë me arkitekturën, qysh në fazën fillestare.

Përderisa për ndërtimtarinë e lartë arkitekti është udhëheqës i projektit, për veprat inxhinierike, si urat, urat për këmbësorë, tunelet, termocentralet, kullat televizive, hidrocentralet, centralet bërthamore, oxhaqet etj., inxhinieri strukturist është projektuesi kryesor, gjë që pikërisht nga niveli me të cilën ai ka arritur të zotërojë artin e strukturave varet në masë të madhe edhe një aspekt tjetër, shpeshherë i nëpërkëmbur, aspekti estetik i një vepre arti.

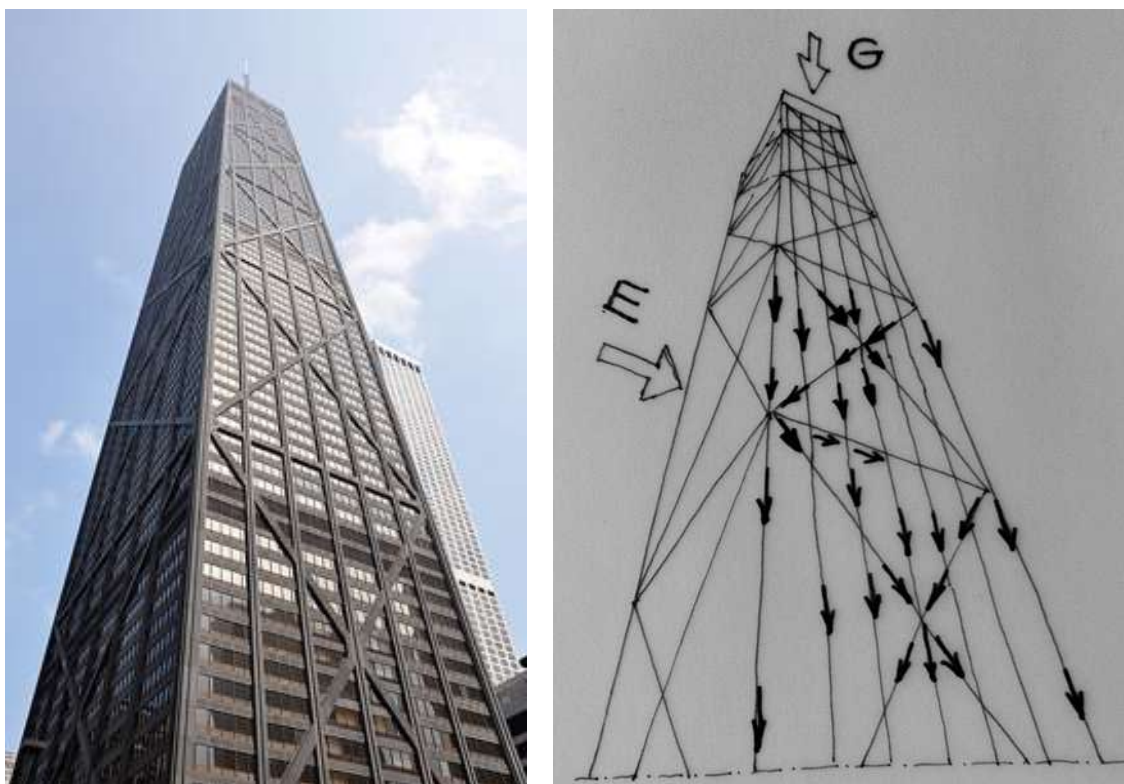


Fig. 4.10 John Hancock Tower, Chicago, projektues Fazlur R. Khan: majtas – dukja; djathtas – koncepti i funksionimit të strukturës dhe shkarkimit të forcave [15]; E – era, G – pesha vetjake.

Mjafton të shikohen projektet e dhëna në figurat e mësipërme (*Fig. 3.9, 3.10, 3.11, 3.13 dhe 4.10*) për tu bindur në vërtetësinë e këtij pohimi. Secila nga projektet e dhëna jo vetëm që i plotëson pothuajse të gjitha kriteret e Leonhardt-it, të dhëna më sipër (paragrafi 3.1.6), por posedojnë një lexueshmëri të lartë të strukturës dhe një elegancë të denjë për t'u ekspozuar në një muze arti.

Të kthehemi prapë tek bashkëpunimi në mes të arkitektit dhe inxhinierit strukturist, një proces ky fundamentalisht i rëndësishëm, nëse dëshirohet që procesi i projektimit të përmbillet me sukses. Në shumicën e rasteve, ky bashkëpunim “has në gozhdat e

para” në nivelet e poshtme të ndërtesave të larta, dhe atë, kryesisht në përdhese, ku kërkesa e arkitektit për sa më tepër transparencë (“mundësisht pa shtylla fare”), në një rën anë, dhe, kërkesat maksimale për shtangësi/rezistencë, nga ana tjetër, vështirë se mund të kalojnë pa fërkime. Kështu, ndodh shpesh, që për të përmbushur këto kërkesa të arkitektit, strukturisti është i shtyrë që të krijojë struktura gjigante përcjellëse (*transfer structures*) mbi këtë nivel, për të siguruar një përcjellje të ngarkesave në themelet e ndërtesës në mënyrë të sigurtë. Natyrisht, kjo ndikon edhe në rritjen e çmimit kushtues të strukturës primare (i cili di ta tejkalojë seriozisht buxhetin e parashikuar – dhe me këtë edhe rritjen e zemërimit tek investitori), nënkuptohet nëse nuk ka pasur bashkëpunim të nevojshëm qysh në fazën fillestare në mes të "palëve" [30].

Në fazën fillestare të konceptimit të strukturës primare, projektuesi i strukturës medoemos do të duhet të ndërmarrë një fushatë intensive të krijimit të dhjetëra modeleve matematikore (teknologjia informative dhe programet kompjuterike, për fat, e japin këtë mundësi), prej nga ai do të fitojë rezultate të cilat i japin komoditet të ndërmarrë vendime të rëndësishme që kanë të bëjnë me shtangësinë globale, zhvendosjet, shpejtimet maksimale etj. Kështu, në bazë të këtyre rezultateve që kanë të bëjnë kryesisht me karakteristikat fizike të strukturës (periodat e lëkundjeve, frekuencat), projektuesi krijon një pasqyrë shumë më konkrete për rregullsinë e strukturës-si në plan, po ashtu edhe në lartësi, mbi prezencën e “kateve të buta” apo “kateve të dobëta” dhe në mënyrë spontane, në bashkëpunim me arkitektin, propozon zgjidhje dhe, pas aprovimit, vazhdon më tutje deri në fitimin e besueshmërisë së nevojshme për strukturën e konceptuar me modelin e fundit.

Nënkuptohet, për ndërtesa të larta (30 kate e më sipër) dhe për llojin e lokacionit ku do të ngritet ndërtesa (regjion sizmik, josizmik, regjion me erëra të forta), projektuesi i strukturës do të ndërtojë modele fizike me një shkallë të caktuar dhe të njëjtin do ta nënshtrojë testimesh laboratorike (tavolinave vibruese, tuneleve të erës, etj.), dhe në këtë mënyrë do të arrijë ta bëjë valid projektin e tij paraprakisht (para se të ndërtohet objekti) në mënyrë eksperimentale.

Kur ndërtesat bëhen aq të larta sa që më nuk mjaftojnë zgjidhjet e një inxhinierie konvencionale, atëherë, vëhet në përdorim qasja jokonvencionale – përdorimi i *pajisjeve inteligjente* për kontrollimin e parametrave, siç janë lëkundjet, zhvendosjet,

shpejtimet, etj., krejt kjo me qëllim të rritjes së shansit për mbijetesë kur objekti i nënshtrohet veprimit shkatërrues të forcave të natyrës, në një rën anë dhe, rritjes apo ruajtjes së mirëqenies për shfrytëzuesit e tij, nga ana tjetër. Këtu hyjnë: *kontrolli pasiv*, *kontrolli gjysëmaktiv* dhe *kontrolli aktiv* i strukturave. Në këtë punim, rëndësi e posaçme do t'i kushtohet njërit nga këta “muskuj” pasivë – Shuarësi Masë e Kalibruar apo shkurt SHMK (*anglisht: Tuned Mass Damper – TMD*). Kjo do të trajtohet më vonë, në Kapitullin e pestë të këtij punimi.

4.3 Qasja klasike – konvencionale

Gjatë projektimit të strukturave inxhinierike ngarkesat që merren parasysh janë kryesisht ato të cilat lindin si pasojë e veprimit të gravitetit. Ndryshimi i intensitetit të këtyre forcave me rrjedhën e kohës është i shpërfillshëm.

Kështu, duke marrë parasysh se magnituda e tyre nuk ndryshon (ose ndryshon fare pak) me kalimin e kohës, është pothuajse e natyrshme që të pranohet një idealizim i veprimit statik të tyre. Ky supozim (njëri nga) lehtëson dukshëm projektimin e strukturave inxhinierike.

Inxhinierët strukturistë, duke i falendëruar jo vetëm intuitës së tyre, por edhe duke u bazuar në qasjen “provo-gabo-riprovo”, kanë konceptuar dhe realizuar struktura mbresëlënëse edhe para se shkenca mbi konstruksionet të vihej në binarët e saj modernë [55]. Për fat të tyre, por edhe tonin, resurset materiale, shpeshherë nuk u mungonin dhe, falë kësaj, ne sot mund të shijojmë këto vepra të mrekullueshme arti – të cilat janë dëshmi e gjallë e një niveli të lartë njohurie paraprake (empirike).

Në dy-tri dekadat e fundit, inxhinierët strukturistë janë në kërkim të metodave të reja për mbrojtje nga çrregullimet ambientale si era, tërmetet e forta, cunamet (*tsunamis*), rrëshqitjet e dheut etj..., të cilat jo vetëm që nuk janë statike në natyrën e tyre, por, shpeshherë, edhe modelet e tyre matematikore dijnë të përmbajnë devijime serioze në raport me problemin real fizik që tentojnë ta simulojnë. Në anën tjetër, amplitudat e reagimeve përkatëse të strukturës apo ndonjë elementi të saj, janë, në substancën e tyre, ngushtë të lidhura me efektet e forcave inerciale dhe të shpejtësive të masave respektive.

Edhe pse që nga vënia e bazave teorike të shkencës mbi strukturat dihet mirë për dallimin e konsiderueshëm që ekziston në mes të ndikimeve statike, në një rën anë,

dhe atyre dinamike, në anën tjetër, pothuajse ka "mbijetuar" *kultura* e aplikimit të ndikimeve statike ekuivalente – kryesisht, për shkak të thjeshtësisë së saj.

Filozofia e rrënjosur e projektimit të strukturave rezistente ndaj ngarkesave horizontale (direkte apo indirekte), konsiston kryesisht në gjetjen e forcave zëvendësuese ekuivalente, për të vazhduar më tutje me gjetjen e efekteve të ndikimeve të këtyre ngarkesave, si p.sh. zhvendosjet, forcat në prerje etj...

Kërkesave themelore të kodeve moderne (si p.sh. EC8) për jokolaps dhe kufizim të dëmtimeve, duhet dhënë përgjigje adekuate dhe atë përmes përmbushjes së kritereve të projektimit (*Compliance criteria*) për dy gjendjet kufitare – ULS (*Ultimate Limit State*) dhe SLS (*Serviceability Limit State*), si dhe masave specifike (*Specific measures*), siç është projektimi ndër të tjera.

Kur flasim për masa specifike, është me rëndësi të ceket se bëhet fjalë për projektimin si një proces bazik, i cili përmban në vete fazën e konceptimit, e më pastaj në funksion të nivelit të disipimit energjetik, për të cilin synohet të projektohet një strukturë, të merret vendimi përkitazi me zgjedhjen e klasës së duktilitetit (*DCL*, *DCM* ose *DCH* – *prEN1998 – 1:200X*).

Varësisht nga metoda e zgjedhur për analizën e strukturës, si dhe nga inputi bazë (shpejtimi maksimal referencial i truallit a_{gR} – në rast tërmeti), procedura e projektimit konsiston, së pari, në vlerësimin e kërkesës (efektet e ndikimeve – *effects of actions*), e më pastaj në sigurimin e kapacitetit të nevojshëm të strukturës në tërësi apo të elementeve të saj në veçanti. Natyrisht, ky proces, është iterativ, dhe vëmendje e posaçme duhet t'i kushtohet trajtimit të zonave të ashtuquajtura "zona kritike" (*critical regions-prEN1998 – 1:200X*), për të cilat përvoja e deritanishme ka treguar se janë vendimtare për mbijetesën dhe integritetin e strukturës në "çastet e agonisë" së saj.

Metodat e bazuara në forca dhe siç do të quhen në vazhdim – *metoda konvencionale të projektimit* – si kërkesë themelore parashtrojnë kushtin që struktura të bëjë një rezistencë pasive ndaj hazardit (tërmetit, erës etj.), kryesisht përmes kombinimit të rezistencës, në njërën anë, dhe deformabilitetit, absorbimit të energjisë dhe disipimit të saj, në anën tjetër.

Meqenëse, niveli i shuarjes strukturore për strukturat nga betoni dhe çeliku është relativisht i vogël (raporti i shuarjes për materialet e përdorura rëndom është $\zeta = 1 \div$

5%), atëherë, rrjedhimisht, edhe niveli (sasia) i disipimit (harxhimit) të energjisë së futur në strukturë nga jashtë në fazën e reagimit elastik të saj është tejet i vogël.

Tashmë është fakt i konstatuar, se, gjatë një tërmeti të fortë, struktura pëson deformime të konsiderueshme (e me këtë edhe dëmtime) e, megjithatë, “mbijeton” falë, kryesisht, “ekskursionit” të saj joelastik [29].

Duke pasur parasysh që performansa e një strukture varet kryesisht nga performansa e zonave të saj kritike, është me rëndësi të posaçme që pikërisht këto zona të trajtohen me një kujdes të shtuar, si në nivelin e pozicionimit dhe hierarkisë së tyre brendapërbrenda strukturës, po ashtu edhe në nivelin e detajimit, ekzekutimit dhe kontrollimit të kualitetit të materialeve të përdorura.

Aftësia e një strukture apo një elementi strukturor për të lëvizur thellë në domenin jolinear të reagimit të saj, duke ruajtur gjithmonë atë nivel të nevojshëm rezistence, në mënyrë që të mos humbet ekulibri, si kriter fundamental i nevojshëm (dhe i “panegociueshëm”) për konservimin e integritetit të saj definohet si *duktilitet* (*ductility*).

Në “zembrën” e pothuajse të gjitha standardeve botërore (veçanërisht *prEN1998 – 1:200X*) qëndron qasja e bazuar në forcën bruto dhe duktilitetin. Rezistenca dhe kapaciteti i zgjedhur disipativ i një strukture varen nga “thellësia” e këtij “ekskursioni” joelastik, nivel ky që projektuesi përmes aplikimit të detajeve të ndryshme, do t’ia “imponojë” strukturës.

Në terma operacionale, një balansim i tillë ndërmjet rezistencës dhe aftësisë disipative të një strukture arrihet përmes faktorit të sjelljes q (*behaviour factor*) dhe klasës së duktilitetit (*ductility class*). Eurocodi 8, pragun e një strukture disipative e përcakton për vlerat $q > 1.5$, ndërsa klasifikimi bëhet në *DCL* (*Ductility Class Low*), *DCM* (*Ductility Class Medium*) dhe *DCH* (*Ductility Class High*).

E tërë procedura e projektimit sipas standartit EC8, përqendrohet në këtë filozofi, të cekur më lartë, ndërsa, në aspektin operacional, metoda përmes së cilës realizohet është projektimi sipas kapaciteteve (*Capacity Design*).

Në këtë kapitull, do të trajtohet eskuzivisht ngarkesa e shfaqur si pasojë e veprimit të tërmetit dhe atë konform kërkesave të standartit *prEN 1998 – 1:200X*.

Spektri horizontal projektues i reagimit (*design spectrum for elastic analysis*) është mënyra më e shpeshtë e prezantimit të ngarkesës sizmike e cila përdoret për

analizën konvencionale të strukturave inxhinierike. Ky spektër është inputi themelor të cilin e përdor edhe *prEN* 1998 – 1:200X, kur kemi të bëjmë me çrregullime të natyrës sizmike dhe bashkë me analizën modale paraqesin qasjen referuese të efekteve të ndikimeve (*effects of actions*) brendapërbrenda elementeve të strukturës. Ky spektër bazohet në spektrin elastik të definuar me shprehjet: 3.1 deri 3.4 të *prEN* 1998 – 1:200X [31], mirëpo, tani përmes faktorit të sjelljes (*behavior factor q*), përmban në vete influencën e aspekteve të reagimit jolinear të strukturës, në veçanti kapacitetin disipativ energjistik të strukturës përgjatë deformimeve jolineare (plastike), apo “ekskursionit jolinear” [29]. Spektri horizontal *projektues* i reagimit në mënyrë unike për kontinentin e Evropës, me ndihmën e parametrave S , T_B , T_C , T_D , β , a_{gR} , a_g , të dhënë në Tabelën 3.2, *prEN* 1998 – 1:200X, ndërsa me anën e shprehjeve 3.12 deri 3.15 të *prEN* 1998 – 1:200X, 3.2.2.5, është paraqitur grafikisht në *Fig. 4.14*, këtu më poshtë:

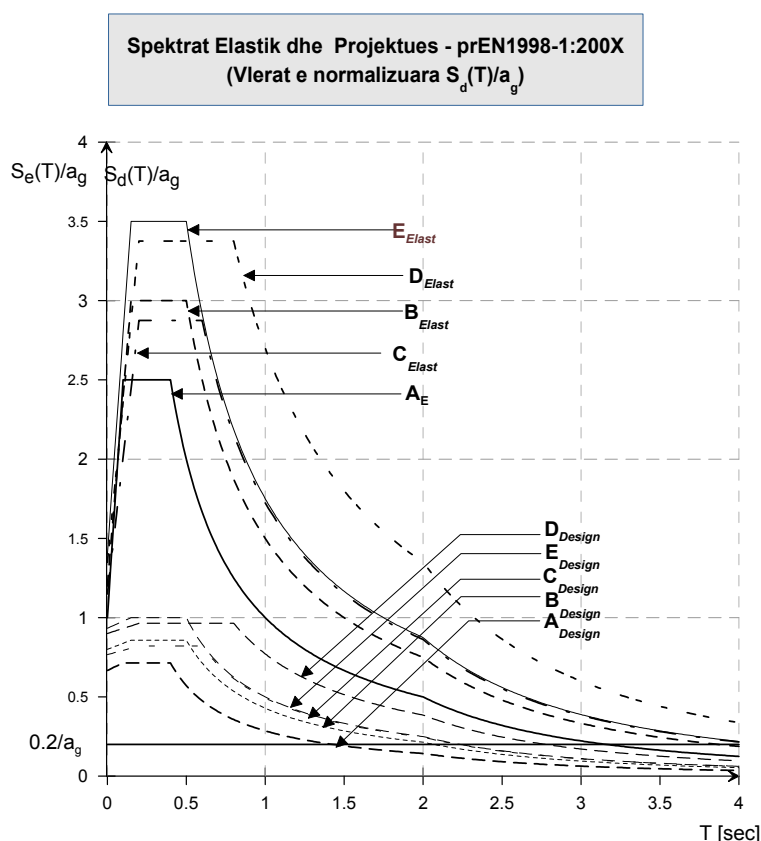


Fig. 4.11 Forma e spektrit projektues dhe elastik të reagimit *Tipi 1*, sipas *prEN* 1998 / $M_S > 5.5$ / ë krahasimi për $q = 3$.

Nga një analizë e kujdesshme e *Fig.4.11* mund të nxirren përfundime interesante dhe shumë të rëndësishme në lidhje me qasjen konvencionale të projektimit, si vijon më poshtë:

- Për një strukturë *shumë rigjide* ($T_{n1} \approx 0\text{ s}$) pseudoshpejtimi $S_e(T_{n1})$ është gati i barabartë me shpejtimin maksimal të truallit ($\sim 1,0a_g$). Kjo është logjikisht e pritshme, pasi që një strukturë pambarimisht rigjide e ndjek zhvendosjen (shpejtimin) e truallit në formë translacioni, duke pësuar zhvendosje relative tejet të vogla brendapërbrenda saj e me këtë edhe efekte tejet të vogla të ndikimeve në prerjet tërthore të elementeve të saj. Është e qartë, nga kjo që u tha më lartë, se reagimi i një strukture shumë rigjide “kontrollohet” nga shtangësia e saj k dhe ngaqë reagimi i strukturës ka një shkallë të lartë ndjeshmërie ndaj *shpejtimit të truallit*.
- Për një strukturë *deri diku fleksibile* (në mes të periodave T_B dhe T_C ose periodave $\sim 0,25 \div 0,8\text{ s}$) vjen deri tek amplifikimi i *pseudoshpejtimit* në raport me shpejtimin e truallit dhe pseudoshpejtimi $S_e(T_{n1})$ merr vlerat afro $\sim 2,5a_g$. Pseudoshpejtimet në këtë brez frekuencash përpiqen të favorizojnë rezonancën e strukturës dhe e njëjta mund të konsiderohet si tejet e ndjeshme ndaj *pseudoshpejtësive* të masave përkatëse të strukturës. Kështu, në këtë domen periodash, struktura ka një shkallë të lartë të ndjeshmërisë ndaj *shpejtiësive të truallit* dhe se shuarja relative ζ ka një rol të konsiderueshëm në aftësitë disipative të saj.
- Strukturat *fleksibile* ($T_{n1} > T_C$) janë më së paku të ngarkuara me terma forcash, pasi që, të njëjtat, pësojnë zhvendosje (e me këtë edhe deformime ($u(t) \approx d_g$) dhe nuk e “shohin tërmetin duke ardhur”. Ky fleksibilitet i lartë, është, gjithsesi, sinonim i një efekti të theksuar $P - \Delta$. Me fjalë të tjera, strukturat fleksibile kanë ndjeshmëri të lartë ndaj *zhvendosjeve të truallit*.

Trendi i tashëm për projektimin dhe ndërtimin e godinave përherë e më të larta, ose urave me hapësira drite të paimagjinueshme kohë më parë, ka bërë që fleksibiliteti i strukturave të rritet ndjeshëm, e me këtë edhe *ndjeshmëria* e tyre, sidomos në fazën e eksploatimit. Në këtë mënyrë, theksi është në zhvendosje e sipër nga rezistenca drejt shfrytëzimit të papengueshëm, d.m.th. parametrat siç janë zhvendosjet e pranueshme, shpejtësitë apo shpejtimet e pranueshme, qoftë për shfrytëzuesin e një strukture apo edhe për pajisjet të cilat vendosen në kuadër të saj (të cilat shpeshherë

dinë të jenë më të kushtueshme se vet struktura) kanë pësuar rritje vëmendjeje të konsiderueshme kohëve të fundit.

Si një shembull hipotetik mund të jepet zhvendosja e majës së një pesëdhjetëkatëshi (nga veprimi i erës) të ndërtuar në vitet e gjashtëdhjeta të shekullit të XX, që mund të ketë vlerën e $\sim 10 \div 15 \text{ cm}$, dhe majës së një pesëdhjetëkatëshi të ndërtuar në vitet e nëntëdhjeta të shekullit të XX, që mund të ketë vlerën e $\sim 70 \div 100 \text{ cm}$. Arsyeja themelore për këtë qëndron në shtangësinë e madhe të të parit dhe në fleksibilitetin e rritur të këtij të dytit. Ndërtesat e larta, pra, përballen me një tjetër kërkesë e cila ka të bëjë me rehatinë e shfrytëzuesve (njerëzve) të saj, gjë që në këtë mënyrë lundin natyrshëm disa shtrëngesa të cilat kanë të bëjnë me ndjeshmërinë e njeriut ndaj lëkundjeve dhe fenomeneve të ngjashme të natyrës fizike (shih paragrafin 4.4 më poshtë). Thënë ndryshe, janë këta kufinj komoditeti/rehatie (*anglisht: comfort limits*), ata të cilët paraqiten si “shtrëngime” fillestare dhe në bazë të të cilëve bëhet shpërndarja optimale e shtangësive përkatëse, në mënyrë që këta kufinj të mos tejkalohen. Duke marrë parasysh lartësitë përherë e më të mëdha të ndërtesave, e me këtë edhe rritjen e fleksibilitetit të tyre, si dhe shkallën e lartë të ndjesisë së njeriut, shpeshherë, është pothuajse e pamundur që këta kufinj të mund të respektohen përmes zgjidhjeve të cilat i ofron *inxhinieria konvencionale* e strukturave, por nevojitet të aplikohen zgjidhje të bazuara kryesisht në përdorimin e *inxhinierisë jokonvencionale*, d.m.th. inkorporimit të pajisjeve për absorbim dhe disipim të energjisë. Duhet theksuar faktin që shumica dërmuese e ndërtesave të larta (në zonat e ndjeshme ndaj erërave të forta dhe tërmeteve – nënkuptohet) janë të pajisura me kësi lloji pajisjesh, duke filluar nga SHMK (shuarësi masë e kalibruar), damperët etj. Një faktor tjetër shumë i rëndësishëm, i cili ka ndikim në rritjen e ndjeshmërisë së strukturave, është ai i cili ka të bëjë me “vonesën” që ka pësuar shtangësia e materialit (E_s) në krahasim me rezistencën e tij mekanike f_s .

4.4 Ndjeshmëria e njeriut përballë lëkundjeve

Njeriu mund të jetë burim i lëkundjeve (ecja mbi një urë për këmbësorë, vrapimi, vallëzimi, etj.) ose të jetë i nështruar lëkundjeve (puna në zyrë në një ndërtesë të lartë nën veprimin e erës). Në këtë paragraf do të trajtohen në pika të shkurtra rasti kur njeriu u nënshtrohet lëkundjeve dhe ndjeshmëria e tij ndaj tyre, si njëri nga faktorët kyç në funksion të të cilit varen shumë aspekte të ndërlidhura me procesin e projektimit e sidomos struktura primare. Theksi i këtij paragrafi do të përqendrohet kryesisht në ndërtesat e larta (rrokaqiejt), duke pasur parasysh që në paragrafin vijues (4.4.2) do të trajtohet një tjetër aspekt esencial, i cili ka të bëjë me ndjeshmërinë e strukturave të ndërtesave të larta në varësi të materialit dhe lokacionit.

Ndjeshmëria e trupit të njeriut është tejet e lartë kur bëhet fjalë për lëkundjet. Përderisa shikimi apo dëgjimi janë dy shqisa-fenomene të përqendruara në dy nga organet themelore të trupit të njeriut, receptorët e lëkundjeve janë të ngjashëm me ata të nxehtësisë/ftohtësisë dhe janë të shpërndarë gjithandej si një “vazhdim” i sistemit nervor. Kështu, gishti i njeriut ka receptorë me një shkallë të tillë të ndjeshmërisë sa që mund të hetojë lëkundje amplituda e të cilave sillet rreth vlerave $1 \cdot 10^{-3}mm$ deri $1/20 \cdot 10^{-3}mm$ [1]. Kjo tregon një ndjeshmëri të jashtëzakonshme të qenies njerëzore ndaj një fenomeni i cili në natyrë është ndër më të përhapurit, dhe ka të ngjarë që kjo aftësi të jetë zhvilluar krahas evolucionit miliona vjeçarë të njeriut në mjedisin e tij të natyrshëm – Natyrë.

Kur njeriu si shfrytëzues i një rrokaqielli ballafaqohet me lëkundjet, ai ndjen jokomoditet të një shkalle e cila mund të shkojë nga “mezi e ndjeshme” deri tek “e patolerueshme”. Kjo shkallë e jokomoditetit varet shumë edhe nga pozita e tij, pasi që ajo nuk do të ndihet në mënyrë të njëjtë nga një person i ulur në zyrën e tij në katin e 52 – të të një rrokaqielli në New York apo në katin e dytë të një restoranti në Berlin i pranishëm në një aheng të organizuar me miqtë e tij.

Rrjedhimisht, ndër parametrat themelore të cilët ndikojnë në ndjeshmërinë e njeriut ndaj lëkundjeve janë si vijojnë [1]:

- pozita (në këmbë, i ulur, i shtrirë),
- drejtimi i incidencës (shkakut) në raport me boshtin kurrizor,

- aktiviteti vetjak (në pushim, në ecje, në vrapim),
- ndarja e aktivitetit më të tjerët,
- mosha dhe gjinia,
- frekuenca e paraqitjes së lëkundjes dhe koha e ditës,
- karakteri i dobësimit (shuarjes) të lëkundjeve etj.

Në anën tjetër, intensiteti i perceptimit të lëkundjeve varet nga faktorët vijues [32]:

- amplitudat e zhvendosjeve, amplitudat e shpejtësive, amplitudat e shpejtimeve,
- kohëzgjatja e ekspozimit ndaj lëkundjeve dhe
- frekuenca e lëkundjeve.

Për intensitetin e perceptimit të lëkundjeve janë bërë shumë hulumtime, por në një pikëvështrim [1] të përgjithësuar për brezin frekuencor prej 1 Hz deri 10 Hz perceptimi i lëkundjeve është në përpjesëtim me shpejtimin, ndërsa për brezin frekuencor prej 10 Hz deri 100 Hz perceptimi i lëkundjeve është në përpjesëtim me shpejtësinë. Njëri prej standardeve i cili përdoret më së shumti kur bëhet fjalë për perceptueshmërinë e lëkundjeve për ndërtesat e larta është standardi ISO 2631, pragjet e të cilit jepen më poshtë në Tabelën 4.1. Për veprat tjera inxhinierike, siç janë urat për këmbësorë, për shembull, intensiteti i ndjeshmërisë ndaj lëkundjeve jepet sipa kriterëve të dhëna në dokumentin RFS2-CT-2007-00033 apo HIVOSS (Human Induced Vibrations of Steel Structures) i Research Fund for Coal and Steel [33].

Tabela. 4.1 Pragjet e ndjeshmërisë së njeriut për lëkundjet vertikale harmonike (njeriu në këmbë) [32].

Përshkrimi i lëkundjeve	Brezi frekuencor 1 Hz deri 10 Hz, shpejtimi maks. [mm/s^2]	Brezi frekuencor 10 Hz deri 100 Hz, shpejtësia maks. [mm/s]
Mezi të ndjeshme	34	0.5
Kjartësisht të ndjeshme	100	1.3
Penguese/e pakëndshme	550	6.8
Të patolerueshme	1800	13.8

Standardi ndërkombëtar ISO 2631, është i vlefshëm si për lëkundjet vertikale, po ashtu edhe për ato horizontale. Brezi frekuencor i cili mbulohet nga ky standard është ai në mes frekuencave 1 Hz deri 80 Hz, ndërsa kriteret të cilat kanë të bëjnë me intensitetin e perceptimit [1] (ndjeshmërisë) janë të shprehura përmes një

parametri të vetëm dhe ai është shpejtimi i matur efektiv (rms – Root Mean Square) dhe jepet me shprehjen (4.1) si vijon:

$$a_{eff} = \left((1/T) \cdot \int_0^T a^2(t) dt \right)^{1/2} \quad (4.1),$$

ku T - është perioda kohore përgjatë së cilës është regjistruar (matur) shpejtimi efektiv a_{eff} .

Standardi *ISO 2631*, dallon tri nivele të ndryshme të jekomoditetit (jorehatisë) së njeriut ndaj lëkundjeve dhe këtë si vijon:

- Kufiri i komfortit të zvogëluar (*anglisht: reduced komfort boundary*), kufi ky që ka të bëjë me pragun nga i cili aktivitetet njerëzore si ngrënia, leximi apo shkrimi janë të penguara nga lëkundjet.
- Kufiri i uljes së aftësive deri në lodhje (*anglisht: fatigue-decreased proficiency boundary*), i cili ka të bëjë me pragun ku lëkundjet e përsëritura shkaktojnë lodhje tek personeli (punues), me rezultat të drejtëpërdrejtë (negativ) në zvogëlimin e produktivitetit. Në intensitet, ky prag i përgjigjet trefishit të kufirit të komfortit të zvogëluar.
- Kufiri i ekspozimit (*anglisht: the exposure limit*), është pragu i sipërm i tolerancës së lëkundjeve përkitazi me shëndetin dhe sigurinë e individit. Ky kufi i përgjigjet gjashtëfishit të kufirit të komfortit të zvogëluar.

4.4.1 Ndjeshmëria e strukturave në varësi të llojit të ndikimit – forcë transversale apo moment përkulës për rastin e konsolës

Nga teoria klasike e përkuljes [17], ekuacioni diferencial i përkuljes jepet me shprehjen (4.2),

$$y'' = -\frac{M}{EI} \quad (4.2),$$

ku: y – zhvendosja vertikale; M – momenti i përkuljes; E – moduli i elasticitetit (shtangësia e materialit); dhe, I – momenti i inercisë së prerjes tërthore të mbajtësit.

Për rastin e trarit konsolë, të dhënë në *Fig 4.15* këtu më poshtë, zhvendosjet jepen sipas shprehjes [34] (4.3),

$$y = y_M + y_T \quad (4.3),$$

ku zhvendosja nga ndikimi i momentit të përkuljes jepet me shprehjen (4.3a),

$$y_M = \frac{P}{EI} \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{x}{6}\right) \cdot x^2 \quad (4.3a).$$

Ndërsa zhvendosja nga veprimi i forcës transversale (prerëse) jepet me shprehjen (4.3b),

$$y_T = \frac{P \cdot l}{GF} \cdot \alpha \quad (4.3b),$$

ku: α – koeficienti i formës së prerjes tërthore; G – moduli i rrëshqitjes; dhe, F – sipërfaqja e prerjes tërthore të mbajtësit.

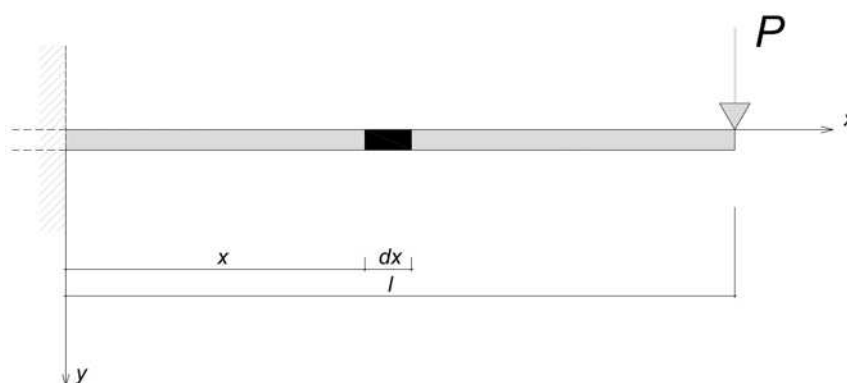


Fig. 4.12 Mbajtësi konsolë (anëcak) i nënshtruar veprimit të ngarkesës së përqendruar në skajin e saj P .

Timoshenko [17], jep një shprehje e cila është e përafërt me (4.3) dhe jepet me shprehjen (4.4), si vijon:

$$y = \frac{P \cdot l^3}{3EI} \cdot \left(1 + 0.98 \cdot \left(\frac{d}{l}\right)^2\right) \quad (4.4),$$

ku: d/l – është lastria e konsolës.

Duke u bazuar në parimin e punëve virtuale [35], lehtë mund të vihet deri tek shprehjet për shtangësinë ndaj përkuljes (shprehja 4.5a) dhe atë ndaj prerjes (shprehja 4.5b), ndërsa në Fig. 4.13 jepet varshmëria e tyre në funksion të lastrisë së konzolës d/l .

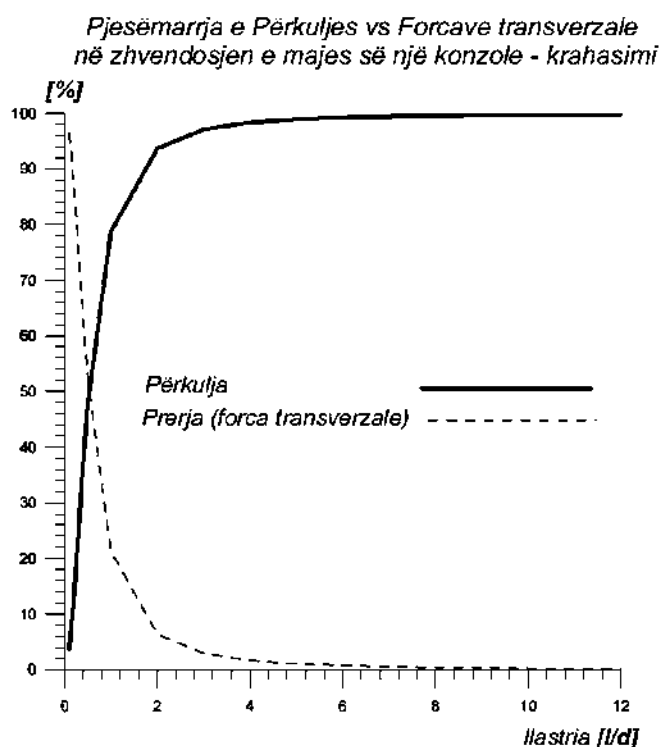


Fig. 4.13 Pjesëmarrja e përkuljes dhe forcës transversale për mbajtësin konzolë (ancak) i nënshtruar veprimet të ngarkesës së përqendruar



Fig. 4.14 Pjesëmarrja e shtangësisë në përkulje $k_{përkulje}$ vs shtangësisë në prerje k_{prerje} për mbajtësin konzolë (ancak) nënshtruar veprimet të ngarkesës së përqendruar sipas Fig. 4.12.

Nga shprehjet (4.3a) dhe (4.3b), lehtë mund të nxirren shtangësitë respektive – në përkulje dhe në prerje (e supozuar $\nu = 0.25$, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$) sipas shprehjes (4.5).

$$\begin{cases} k_{përkulje} = 3EI/l^3 \\ k_{prerje} = EF/3l \end{cases} \quad (4.5)$$

Nga *Fig. 4.13*, më sipër, mund të shihet qartë se pjesëmarrja e përkuljes për lastrinë e mbajtësve vijorë deri në $d/l \cong 1$ sillet afërsisht 70 %. Thënë ndryshe, “mobilizimi i rezistencës” ndaj përkuljes është dukshëm më i vogël se sa ndaj prerjes, përderisa ky rritet dukshëm posa të rritet lastria. Kështu, për vlerat e lastrisë të cilat e kalojnë vlerën $d/l = 4$, ky mobilizim është pothuajse dominant. E njëjta gjë mund të nxirret edhe nga grafiku i paraqitur në *Fig. 4.14*, por këtë herë – në terma të shtangësive si dhe të raportit relativ në mes tyre.

Këto dy diagrame, edhe pse tejet të thjeshta në përmbajten e tyre, janë tejet domethënëse kur kemi të bëjmë me ndjeshmërinë e strukturave, dhe atë jo vetëm ndaj ndikimeve të natyrës statike, por edhe të atyre dinamike (era, tërmetit etj.)

Natyrisht, kjo shkallë e ndjeshmërisë varet nga “anatomia” e strukturës – në përgjithësi e nga lloji, natyra e ngarkesës dhe materiali përbërës – në veçanti.

Kështu, në paragrafin vijues (4.4.2) do të trajtohet ndjeshmëria e strukturës në varësi të materialit – tërë kjo në funksion të lastrisë globale të një strukture.

4.4.2 Ndjeshmëria e strukturave në varësi të të materialit

Duke u nisur nga fillimi i shekullit të XX, për të vazhduar më pastaj në vitet e dyzeta e deri kah fundi i tij, teknologjia e materialeve të përdorura në inxhinierinë e ndërtimit ka qenë në një rritje lineare – si për nga procedurat e prodhimit, rritjes së cilësisë dhe sidomos rezistencës së tyre mekanike. Është për t'u veçuar sidomos fakti se përderisa rezistenca mekanike (p.sh., e betonit ose e çelikut) së paku është dyfishuar, në mos edhe pesëfishuar aty-këtu, shtangësitë e materialeve të përdorura (modulet përkatëse të elasticitetit) kanë mbetur pothuajse konstante (moduli i elasticitetit të betonit ka pësuar një rritje më të madhe – kryesisht shkaku i cilësisë së dobët të mostrave të shqyrtuara në ndërkohë).

Për të ilustruar këtë që u tha më lartë, në *Tabela 4.3.3* më poshtë janë dhënë vlerat për shtangësitë dhe rezistencat e betonit dhe të çelikut ndërtimor, dhe atë për tri periodha të ndryshme të cilat në vete përmbajnë një kohë 100-vjeçare: periodha e parë-vitet e njëzeta të shekullit të *XX*, periodha e dytë-vitet e dyzeta dhe, periodha e tretë-dekada e parë e shekullit *XXI*.

Tabela 4.2 Evoluimi i karakteristikave mekanike të betonit dhe çelikut brenda shekullit *XX* dhe fillimit të shekullit *XXI*

Viti	Shtangësia e materialit [N/mm^2]		Rezistenca në shtypje/tërheqje [N/mm^2]	
	Moduli i elasticitetit të betonit E_c	Moduli i elasticitetit të çelikut E_s	Betoni	Çeliku
1925*	14000 N/mm^2	210000 N/mm^2	$W_{28} \leq 4.5 N/mm^2$	$\sim 100 N/mm^2$
1973**	30000 N/mm^2	210000 N/mm^2	$(B_n 10 \div B_n 50) N/mm^2$	$\sim 440 N/mm^2$
2010***	35000 N/mm^2	200000 N/mm^2	$(f_{ck} 12 \div f_{ck} 90) N/mm^2$	$\sim 500 N/mm^2$

* Der Eisenbeton, Rudolf Saliger, 1925 [36],

** Vorlesungen ber Masivbau, zweite auflage, Fritz Leonhardt, 1973 [37],

***Eurocode 2, 2010 [38].

Nëse *Tabela 4.2* shikohet me kujdes, moduli i elasticitetit të betonit ka pësuar një rritje të caktuar (dyfishë) brenda 100 viteve të fundit, në krahasim me atë të çelikut i cili ka mbetur plotësisht i njëjtë. Ky ndryshim, për materialin e parë, ka ardhur jo vetëm për faktin e modeleve dhe matjeve joprecize, por edhe për shkak të cilësisë së dobët të agregatit të përdorur, përderisa materiali i dytë-çeliku, deri në kufirin e elasticitetit, ka konservuar një sjellje lineare të pandryshueshme, ndërkohë që mikrostruktura dhe përbërësit e çelikut për ndërtim nuk kanë ndryshuar esencialisht brenda këtij qindvjeçari të fundit.

Për sa i përket rezistencës mekanike, nga tabela mund të shihet që rezistenca e betonit gati është dhjetëfishuar, përderisa ajo e çelikut për ndërtim është pesëfishuar. Këto dy fakte të vëna në pah më sipër kanë bërë që gjatë procesit të projektimit të vie deri tek rritja e konsiderueshme e fleksibilitetit global të strukturave, e me këtë edhe rritja e ndjeshmërisë së tyre ndaj zhvendosjeve dhe sidomos lëkundjeve-vibrimeve.

Kështu, problemi i qasjes konvencionale të projektimit, me synim kryesor sigurimin e rezistencës së nevojshme për t'iu shmangur kolapsit, ka pësuar një zhvendosje

spontane në domenin e projektimit të bazuar në zhvendosje ose lëkundje, gjithnjë me qëllim të sigurimit të komfortit (rehatisë) të shfrytëzuesve. Sipas kësaj qasjeje (qasja jokonvencionale), zhvendosja ose lëkundjet e strukturës a elementeve të saj merren si kriter themelor, ndërsa rezistenca merret më tepër si shtrëngesë, përderisa shtangësitë shpërndahen anëmbanë strukturës ose elementeve të saj, në mënyrë që vetëm të mos cenohen zhvendosjet e synuara dhe kriteret e komfortit paraprakisht të definuara.

Si një shembull tipik i një kriteri të tillë mund të përmendet kufiri (pragu) i sipërm i shpejtimeve, kur qenia njerëzore fillon të tregojë shqetësimet e para: $0.02 \cdot g$ [1] Vorlesungen ber Masivbau, zweite auflage, Fritz Leonhardt, 1973 [37].

Rëndësia relative e ngarkesës (veprimi statik apo dinamik) si dhe "anatomia" e strukturës janë dy faktorë që, së bashku me llojin e materialit (beton apo çelik), kanë një lidhje të drejtëpërdrejtë me ndjeshmërinë e strukturave. Kështu [39], për rrokaqiejt, materiali i sistemeve të rezistencës anësore i të cilëve është kryesisht nga çeliku, tranzicioni nga ngarkesat dominuese të natyrës-tërmet tek ngarkesat dominuese të natyrës-erë, (për një regjion sizmik) sillet diku afër 100 m, përderisa kur materiali i tyre është nga betoni i armuar ky prag mund të shkojë edhe deri në 250 m, kryesisht për shkak të peshës së madhe që kanë elementet nga betoni i armuar (edhe i parandëruar po ashtu) dhe për shkak të ndikimit të drejtëpërdrejtë në rritjen e ngarkesës sizmike.

Kur, për shembull, një objekt me lartësi të vogël projektohet në përmbushje të kërkesave të EC2-shit, normalisht, i njëjti posedon me një rezervë të caktuar të rezistencës anësore dhe do të jetë i aftë t'u rezistojë ndikimeve horizontale, siç janë era dhe tërmeti. Për këtë arsye, standardi EC8, për zonat me sizmicitet të ulët, ka vënë si prag lokacionet në të cilat shpejtimi projektues $S \cdot a_g$ në truallin e kategorisë A nuk e kalon vlerën $0.05 g$.

Në dy paragrafët të cilët vijojnë më poshtë, do të bëhet analiza e hollësishme e mbajtësit konsolë (anëcak) të paraqitur në Fig.4.12 më lartë dhe të trajtuar në paragrafin 4.4.1, por këtë herë do të jepet një koeficient i ndjeshmërisë së strukturës r , i cili pasqyron pikërisht pragu e kalueshmërisë së ndjeshmërisë së një strukture, d.m.th. kufirin nga i cili kriteri shtrëngues mbi zhvendosjet e pranueshme fillon të

dominojë ndaj kriterit shtrëngues të bazuar në *rezistencën e nevojshme* të prerjes tërthore të konsolës.

4.5 Efekti statik – mbajtësi konsolë me shtangësi të madhe ndaj përkuljes (i ndjeshëm ndaj veprimit të forcave transversale)

Le të marrim edhe një herë në shqyrtim mbajtësin konsolë të dhënë në *Fig. 4.15*, tani të rrotulluar për 90° në drejtimin e kundërt të akrepave të orës dhe të nënshtuar veprimit të ngarkesës horizontale P .

Nderjet tangjenciale në një prerje tërthore të konsolës kanë vlerën sipas shprehjes (4.6):

$$\tau_{pr} = P / F_{pr} \quad (4.6),$$

ku F_{pr} - është prerja tërthore në të cilën nderjet tangjenciale τ_{pr} merren si konstante (edhe pse realisht kanë një shpërndarje parabolike).

Në rastin e *Fig. 4.14*, kur shtangësia në përkulje është shumë e madhe (konsolat e shkurtra), zhvendosja e majës së konsolës është kryesisht e varur nga zhvendosjet që rezultojnë nga veprimi i forcës prerëse P (shih *Fig. 4.13*) dhe ka vlerën e dhënë me shprehjen (4.3b) apo edhe (4.4). Në këtë rast, për të kënaqur *kriterin projektues sipas rezistencës* së prerjes tërthore (e me këtë edhe të mbajtësit konsolë), sipërfaqja e nevojshme F_{pr} duhet të plotësojë kushtin sipas shprehjes (4.7):

$$F_{pr}^{rezist} \geq P / \tau_{pr}^{lej} \quad (4.7),$$

ku τ_{pr}^{lej} - është nderja e lejuar në prerje për materialin e përzgjedhur.

Në të njëjtën mënyrë, sipërfaqja e nevojshme F_{pr} e cila duhet të plotësojë kushtin e *kriterit të zhvendosjeve të pranueshme* mund të nxirret nga shprehja (4.3b) dhe jepet me shprehjen (4.8), këtu poshtë:

$$F_{pr}^{shfrytzueshm.} \geq \frac{P}{G} \cdot \frac{l}{y_T^{lej}} \quad (4.8),$$

ku y_T^{lej} ë paraqet zhvendosjen e pranueshme (të lejueshme) të majës së konsolës – normalisht të dhënë më parë (paraprakisht) në përputhje me kërkesat në përkim me komoditetin (rahatinë) e shfrytëzuesve.

Raporti në mes të F_{pr}^{rezist} dhe $F_{pr}^{shfrytzueshm.}$ paraqet *pragun* i cili ka të bëjë me ndjeshmërinë relative të kërkesës për rezistencën krahas kërkesës për shfrytzueshmëri. Kështu,

$$r_1 = \frac{F_{pr}^{shfrytzueshm.}}{F_{pr}^{rezist}} = \frac{\tau_{pr}^{lej}}{G} \cdot \frac{l}{y_T^{lej}} \quad (4.9).$$

Në Fig. 4.15, këtu poshtë, është paraqitur varësia e raportit r_1 në funksion të raportit

$\frac{l}{y_T^{lej}}$ për vlera të dhëna të raportit $\frac{\tau_{pr}^{lej}}{G}$ që paraqitet si konstante për një lloj të materialit

(p.sh., klasën çelikut S235). Kështu, rritja e këtij raporti të ndjeshmërisë paraqitet si një funksion linear. Duke qenë se për vlera të zvogluara të zhvendosjeve të lejuara

(apo të pranueshme) y_T^{lej} raporti r është në rritje të përhershme, gjë që në këtë

mënyrë kjo vë theks të shtuar mbi shtrëngesat që kanë të bëjnë me zhvendosjet. Po

ashtu, nëse tentohet të “intervenohet” në përmirësimin e cilësisë së materialit

(rezistenca e rritur, p.sh. çeliku i klasës S355NL), atëherë për vlerën e njëjtë të

raportit $\frac{l}{y_T^{lej}}$ në shprehjen (4.9) do të fitohet një vlerë $r_2 > r_1$, që d.m.th. rritje të

mëtutjeshme të ndjeshmërisë – çka u tha edhe në fillim të këtij paragrafi. Si rezyme,

për mbajtësit anëcakë me shtangësi të madhe ndaj përkuljes, ndjeshmëria është në

rritje, qoftë për rastin kur ulet pragu i zhvendosjeve të lejuara, qoftë për rastin kur

rritet cilësia e materialit përbërës të saj.

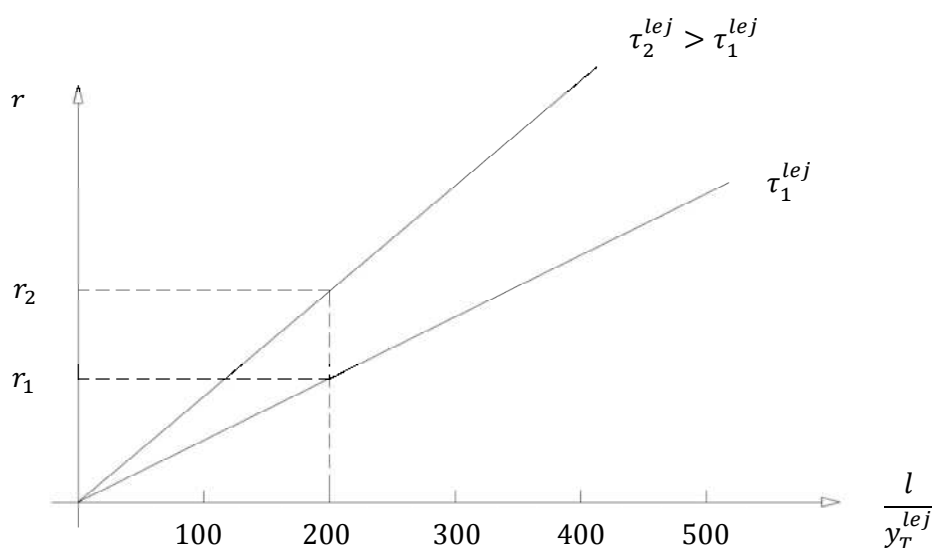


Fig. 4.15 Paraqitja grafike e ndjeshmërisë r ndaj l/y_T^{lej} në rastin e konsolës me shtangësi të madhe në përkulje.

4.6 Efekti dinamik

Siç është cekur edhe më lartë në këtë punim, qoftë në kapitullin e katërt, qoftë në paragrafin paraprak (4.5), qasja konvencionale e projektimit të strukturave inxhinierike bazohet në forcën si kuptim themelor dhe si “input” kryesor në bazë të efekteve të së cilës bëhet formësimi gjeometrik dhe mekanik i elementeve përbërëse të një strukture apo edhe vet struktura si tërësi. Por, a ka arsye objektive të ekzistencës së forcës në mungesë të zhvendosjeve? Dhe në vend që të nisët nga shkaku, a nuk do të ishte më mirë që si pikënisje të shërbejnë zhvendosjet (d.m.th., pasojat), të cilat mund të shihen dukshëm, për dalim nga forca si një kuptim abstrakt? Këto pyetje janë prezente prej shumë kohësh në kokat e shumë inxhinierëve anembanë rruzullit, por, si të thuash, është krijuar një kulturë e ngulitur jo vetëm në shprehitë e përditshme gjatë projektimit, po edhe në kodet dhe në standardet moderne si Eurocode, për të ilustruar vetëm njërin prej tyre. Kështu, pra, zhvendosjet merren si një shtrëngesë e cila nuk duhet tejkaluar, qoftë në formë të ruajtjes së aspektit ose mostejkalimit të zhvendosjeve të lejuara (*SLS*).

Për dallim nga qasja klasike, qasja moderne – jokonvencionale bazohet mbi kriteret themelore siç janë zhvendosjet e pranueshme globale apo lokale të një strukture, të shpejtimit të lejuar (të pranueshëm) apo edhe të shpejtësisë së lejuar (të pranueshme). Kështu, duke u nisur nga kriteret e zhvendosjeve dhe shpejtimit të lejuara e duke përdorur një metodologji të caktuar, procesi i projektimit është i natyrës deduktive, d.m.th. duke u nisur nga zhvendosja (shpejtimi) e pranueshme, strukturës dhe elementeve të saj i jepet shtangësia e nevojshme si dhe aftësia disipative (shuarëse), në mënyrë që ajo të sigurojë jo vetëm mbijetesën e vet (dhe të shfrytëzuesve të saj), por edhe të garantojë komoditetin e shfrytëzuesve (mostejkalimin e zhvendosjeve apo lëkundjeve të pranueshme).

Duke qenë se zhvendosjet, plasaritjet dhe dëmet të cilat i pëson një strukturë, janë ai lloj ngjarjesh që duken vetëm pasi hazardi të jetë larguar së vepruari mbi strukturë, është plotësisht e logjikshme, pra, që të njëjtat të adaptohen si kritere të projektimit, ndërsa gjetja e më pas shpërndarja e shtangësive përkatëse të mbetet si një detyrë inxhinierike e optimalizimit. Gjithsesi, ekuilibri lokal apo global mbetet i

panegociushëm dhe kusht themelor edhe më tutje (jokolapsi), ndërkohë që së bashku me komoditetin e shfrytëzuesit përbëjnë bërthamën e asaj çka do të mund të përkufizohet si ndjeshmëria e një strukture. Gjersa për *problemin statik* kishim një prag ndarës të ndjeshmërisë ndaj thyerjes-shfrytëzimit, tek *problemi dinamik* kjo ndërlikohet paksa, duke qenë se shtohet dimensionin e kohës t . Në këtë mënyrë, projektuesi tani paraqitet jo vetëm si një aktor i thjeshtë në tërë ndërmarrjen, por shkohet kah tendenca e ushtrimit të një *kontrolli* të caktuar. Ky kontroll mund të jetë i një natyre të thjeshtë, por i njëjti mund të jetë i një shkalle tejte të sofistikuar – *kontrolli aktiv* i një strukture inxhinierike. Në këtë punim, do të ndalemi në nivelin elementar të ushtrimit të këtij kontrolli – kontrollit pasiv të një strukture, dhe atë kryesisht përmes disa ilustrimeve elementare.

Në mënyrë që konceptet e hedhura më lartë të vijjnë më të qarta, le të shqyrtohet njëri prej sistemeve më të thjeshta – sistemi/struktura me një shkallë lirie (SNJSHL), modeli analitik (matematik) i të cilit është paraqitur në *Fig.4.16*, këtu poshtë [19]. Sistemi paraqet atë që në anglisht quhet *shear-frame*, d.m.th. një ramë njëkatëshe, me një tra pambarimisht të shtangët dhe me shtylla të padeformueshme aksialisht ($EJ \rightarrow \infty$). Shtangësia e katit përqendrohet në dy shtyllat ($k/2$), ndërsa aftësia disipative e strukturës është e treguar skematikisht përmes pistonit me shuarjen viskoze lineare c . Si ngarkesë e jashtme, është paraqitur rasti i një ngarkese periodike sinusoidale me frekuencë rrethore ω dhe me amplitudë p_0 .

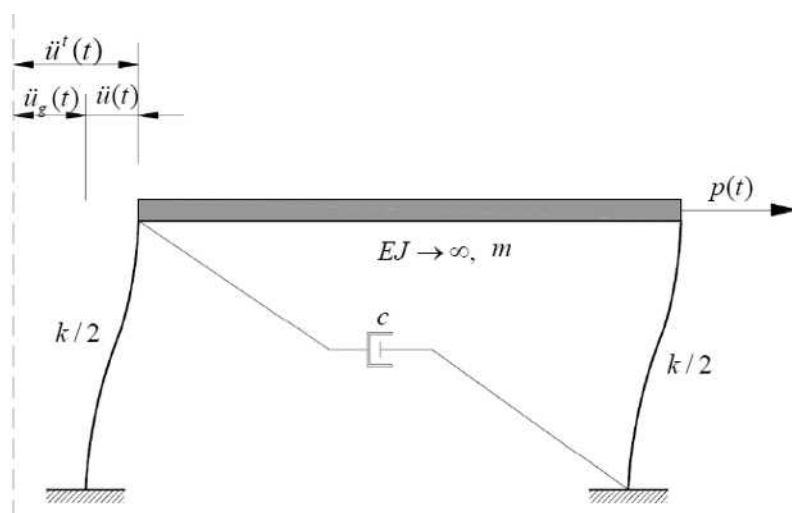


Fig. 4.16 Modeli i thjeshtuar matematik i strukturës primare (m, c, k) dhe shuarësit masë e kalibruar SHMK (m_d, c_d, k_d) nën veprimin e lëkundjes së truallit $u_g(t)$ dhe të forcës së jashtme $p(t)$.

Reagimi (sjellja) dinamik i kësaj strukture elementare përshkruhet me shprehjen (4.10), këtu më poshtë:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p_0 \sin \omega t \quad (4.10),$$

ku m - masa e strukturës; c - koeficienti i shuarjes viskoze; k - shtangësia e sistemit $\frac{24EI}{h^3}$; $u(t)$ - zhvendosja relative e strukturës (në nivelin e katit); p_0 - amplituda e forcës sinusoidale periodike; ω - frekuenca rrethore e ngarkesës; t - koha.

Një tjetër model i cili haset në literaturë [40] është modeli masë – shtangësi – shuarje (*anglisht: mass-stiffness-damper*), i treguar në Fig. 4.17 më poshtë. Duhet thënë se domethënia matematikore është plotësisht e njëjtë, ndaj, për lehtësi prezantimi, në vijim do të përdoret ky model matematikor.

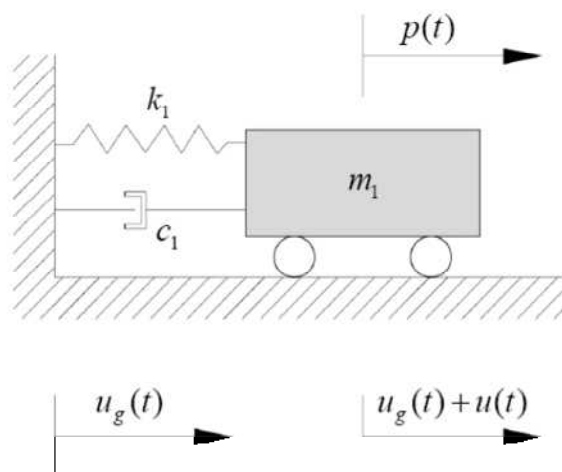


Fig. 4.17 Modeli matematikor masë – shtangësi – shuarje (SNJSHL) i nënshtruar veprimit të forcës periodike sinusoidale $p = p_0 \cdot \sin \omega t$, me shtangësi k dhe me koeficient të shuarjes viskoze c .

Reagimi dinamik i përhershëm (përgjigjja e sistemit) (*anglisht: steady-state response*) jepet me shprehjen (4.11) më poshtë [19]:

$$u_{ss} = u(t) = C \cdot \sin \omega t + D \cdot \cos \omega t \quad (4.11),$$

ku

$$C = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{1 - (\omega/\omega_n)^2}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2} \quad (4.11a)$$

$$D = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{-2\zeta(\omega/\omega_n)}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2} \quad (4.11b)$$

Reagimi dinamik i përhershëm u_{ss} më tutje do të shënohet me vetëm $u(t)$, duke lënë të nënkuptohet se lëkundjet e lira shpërfillen. Kështu, shprehja (4.11) më sipër, pas disa transformimeve elementare, merr formën (4.12) [19]:

$$u(t) = u_0 \cdot \cos(\omega t - \emptyset) = (u_{st})_0 \cdot R_d \cdot \cos(\omega t - \emptyset) \quad (4.12),$$

ku

$u_0 = \sqrt{C^2 + D^2}$ është amplituda e lëkundjeve të përhershme të detyruara; $\emptyset = \tan^{-1}(-D/C)$ - këndi fazor apo vonesa fazore; $(u_{st})_0 = p_0/k$ - amplituda e zhvendosjeve statike; ndërsa R_d është faktori i reagimit sipas zhvendosjes dhe jepet me shprehjen:

$$R_d = \frac{u_0}{(u_{st})_0} = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2}} \quad (4.12a).$$

Lakorja e reagimit dinamik ndaj frekuencës (*angl.: frequency response curve*), në këtë rast faktorit të reagimit sipas zhvendosjes R_d ndaj frekuencës së normalizuar $r = \omega/\omega_n$, për vlera të ndryshme të raportit të shuarjes ζ jepet në Fig.4.18, këtu poshtë:

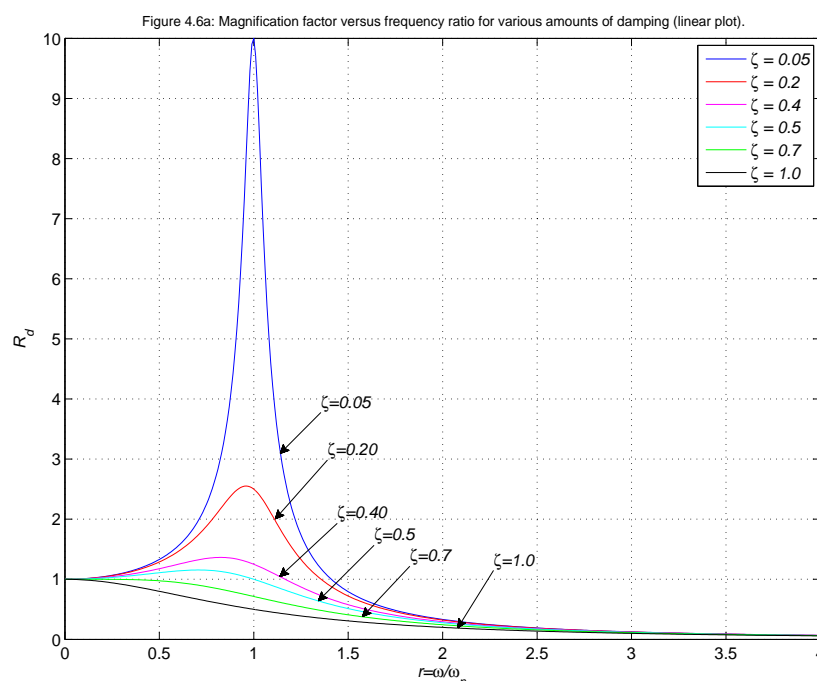


Fig. 4.18 Lakorja e faktorit të reagimit sipas zhvendosjes R_d ndaj frekuencës së normalizuar $r = \omega/\omega_n$.

Vlera maksimale e faktorit të reagimit sipas zhvendosjes R_d jepet me shprehjen (4.13) më poshtë:

$$R_{d, maks} = \frac{1}{2\zeta \cdot \sqrt{1-\zeta^2}} \quad (4.13).$$

Ndëkaq vlera respektive e frekuencës rrethore jepet me shprehjen (4.14):

$$\omega_{korresp} = \omega_n \cdot \sqrt{1-2\zeta^2} \quad (4.14).$$

Për rastin e strukturave në inxhinierinë e ndërtimit, kapaciteti disipativ strukturor është tejet i vogël dhe raporti i shuarjes sillet nga $\zeta = 0.01$ (metali) deri në $\zeta = 0.05$ (betoni), d.m.th. $\zeta^2 \ll 1$. Rrjedhimisht, shprehja (4.13) merr formën e përafëruar (por tejet të saktë për nevoja praktike):

$$R_{d, maks} \approx \frac{1}{2\zeta} \quad (4.15).$$

Me raportin e shuarjes ζ të dhënë me shprehjen (4.15a)

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (4.15a).$$

Kështu, p.sh., për $\zeta = 0.05$

$R_{d, maks} \approx \frac{1}{2\zeta} = \frac{1}{2 \cdot 0.05} = 10$, (shih *Fig. 4.18*, më lartë), d.m.th. fitohet një amplifikim (përforcim) për dhjetë herë i amplitudës së zhvendosjes dinamike në raport me amplitudën e zhvendosjes statike (për $\omega = \omega_{korresp}$).

Tani, nëse shprehja (4.12) derivohet dy herë radhazi, fitohet shprehja për shpejtimin (4.16), si më poshtë:

$$\ddot{u}(t) = \ddot{u}_{ss} = \frac{p_0}{m} \cdot R_a \cdot \sin(\omega t - \emptyset) \quad (4.16),$$

ku

$$R_a = \left(\omega/\omega_n\right)^2 \cdot R_d \quad (4.17)$$

paraqet faktorin e reagimit sipas shpejtimit.

Në mënyrë identike fitohet faktori i reagimit sipas shpejtësisë R_v

$$R_v = \left(\omega/\omega_n\right) \cdot R_d \quad (4.18).$$

Derisa raporti i cili i ndëridh këta tre faktorë jepet me shprehjen (4.19) [19]:

$$R_a = (\omega/\omega_n) \cdot R_v = (\omega/\omega_n)^2 \cdot R_d \quad (4.19)$$

Lakorja e reagimit vs frekuencës (*angl.: frequency response curve*), në këtë rast faktorit të reagimit sipas shpejtimit R_a ndaj frekuencës së normalizuar $r = \omega/\omega_n$, për vlera të ndryshme të raportit të shuarjes ζ jepet në *Fig. 4.19* këtu poshtë:

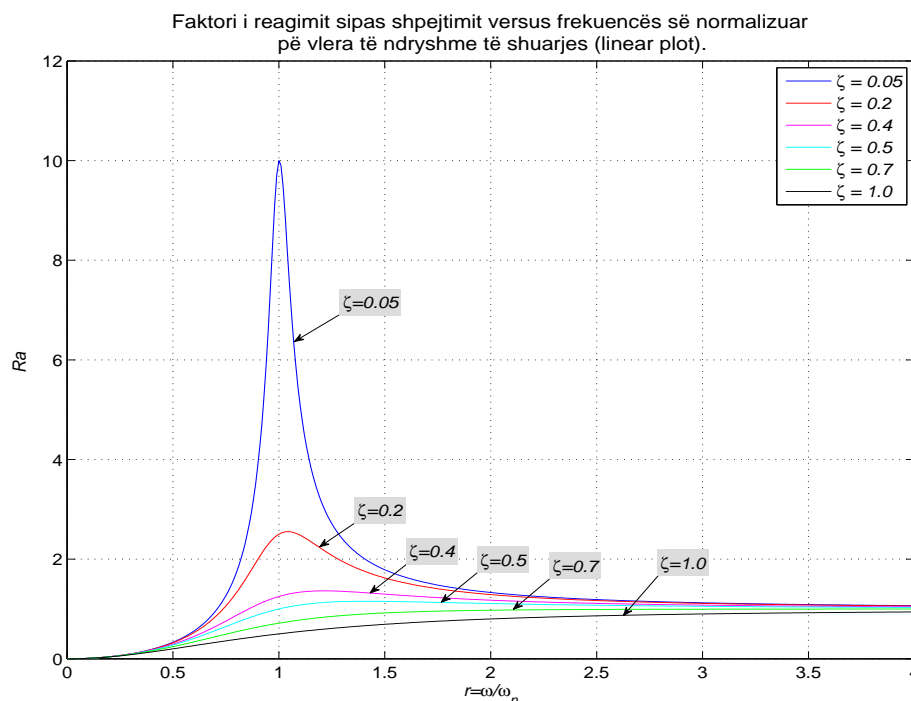


Fig. 4.19 Lakorja e faktorit të reagimit sipas shpejtimit R_a ndaj frekuencës së normalizuar $r = \omega/\omega_n$.

Përfundimisht, për një sistem me një shkallë lirie (SNJShL), për vlera të dhëna të parametrave m , k , c , p_0 dhe ω , nga shprehja (4.12a) përcaktohet R_d , ndërsa nga shprehja (4.17) përcaktohet R_a , duke llogaritur kështu vlerat e amplitudave për zhvendosje, përkatësisht shpejtimit sipas shprehjes (4.20)

$$u_0 = p_0/k \cdot R_d = (u_{st})_0 \cdot R_d \quad (4.20).$$

$$\ddot{u}_0 = \omega^2 \cdot (u_{st})_0 \cdot R_d = \omega^2 \cdot u_0$$

4.7 Projektimi i bazuar në kriteret sipas zhvendosjeve të synuara

Filozofia e projektimit sipas zhvendosjeve (që nganjëherë quhen edhe si zhvendosje cak – *anglisht: target displacement*), në shembullin e *rastit dinamik*, mbështetet në

masën e SNJSHL-së si dhe në karakteristikat e ngarkesës p , k dhe p_0 , si input fillestar dhe, duke përdorur shprehjet e trajtuara në paragrafin paraprak (4.4), përcaktohen karakteristikat dinamike të sistemit: shtangësia k dhe shuarja c , d.m.th. aftësia e sistemit për të akumuluar energjinë e fituar dhe, krahas kësaj, aftësinë e të njëjtit sistem për ta disipuar (harxhuar) atë energji. E tërë kjo, për të vetmen arsye, që amplitudat e zhvendosjes u_0 të dhënë me shprehjen (4.20), vlera e pranueshme e së cilës është paraprakisht e përcaktuar – nga kushtet e komoditetit të shfrytëzuesit apo edhe nga ndonjë gjendje tjetër e performancës e cila mund të ketë lidhje me aspektin, me plasaritjet etj. Rrjedhimisht,

$$u_0 \leq u_{lej} \quad (4.21),$$

ku u_{lej} paraqet shtrëngesën fillestare-zhvendosjen e lejuar (cak) të masës së SNJSHL-së, ndërsa u_0 - amplitudën e zhvendosjes për lëkundjet e qëndrueshme (*steady-state motion*).

Gjithsesi, që të mund të marrim një vendim se cila prej shtrëngesave është meritore për projektimin, duhet të kthehemi edhe një herë te shprehja (4.20). Kështu, nëse $\ddot{u}_0 \leq \omega^2 \cdot u_{lej}$, atëherë *shpejtimi cak* është parametri që kontrollon projektimin, d.m.th. është burimi nga i cili do të duhej të nisemi për *delegimin* e shtangësisë dhe shuarjes së sistemit (në rastin tonë SNJSHL-së).

Gjë që, *zgjidhja optimale* do të jetë ajo e dhënë me shprehjet (4.22) dhe (4.23) këtu poshtë (ndryshe, *pragu i ndjeshmërisë*):

$$u_0 = \ddot{u}_0 / \omega^2 \leq u_{lej} \quad (4.22),$$

$$\ddot{u}_0 = \ddot{u}_{lej} \quad (4.23).$$

Në të kundërtën, nëse $\ddot{u}_0 > \omega^2 \cdot u_{lej}$, atëherë rezulton që zhvendosja e lejuar (apo *zhvendosja cak*) kontrollon procesin e projektimit dhe *zgjidhja optimale* do të jepet me shprehjet (4.24) dhe (4.25), si më poshtë:

$$u_0 = u_{lej} \quad (4.24),$$

$$\ddot{u}_0 = \omega^2 \cdot u_{lej} \leq \ddot{u}_{lej} \quad (4.25).$$

Shprehjet (4.22) deri (4.25), paraqesin bazën fillestare për çdo projektim sipas lëkundjeve (zhvendosjeve apo shpejtimeve) të një sistemi me një shkallë lirie (SNJSHL). Kuptohet, këtu është fjala për zhvendosje dhe shpejtime të ashtuquajtura *cak* [39], vlerat e të cilave janë të përcaktuara paraprakisht, në funksion të komoditetit (rehatisë) së shfrytëzuesit apo performancës së synuar.

Në vazhdim, do të bëhet trajtimi i secilit rast në veçanti.

4.7.1 Projektimi i bazuar mbi kriteret sipas shpejtimeve të synuara (cak)

Projektimi i imponuar nga shpejtimet merr për bazë pragun e ndjeshmërisë të definuar me shprehjet (4.22) dhe (4.23). Pragu i ndjeshmërisë në këtë rast do të përcaktohet përmes shprehjes (4.26) të dhënë më poshtë:

$$\ddot{u}_{lej} = n \cdot g \quad (4.26),$$

ku n – përqindja e pjesëmarrjes së shpejtit të gravitetit; g – shpejtimi i gravitetit [m/s^2].

Faktori i reagimit sipas shpejtit, mund të nxirret nga shprehja (4.16) e cila jepet e përsëritur në një formë tjetër (për amplitudën e shpejtit, *vlerën cak*) me anën e shprehjes:

$$R_{a, lej} = \frac{\ddot{u}_{lej}}{p_0/m} \quad (4.27).$$

Kështu, pas futjes së shprehjes (4.26) në shprehjen (4.27), shtrëngesa projektuese merr formën e definuar me shprehjen:

$$R_a \leq R_{a, lej} = \frac{G}{p_0} \cdot n \quad (4.28),$$

ku G – është pesha e masës ($G = m \cdot g$).

Për të sqaruar dhe për ta kuptuar edhe më mirë domethënien e shprehjes (4.28), do të kthehemi ta vizitojmë edhe një herë *Fig. 4.22*, tani paksa të modifikuar (ndryshojnë vetëm vlerat e raportit të shuarjes $\zeta = [0, 0.05, 0.1, 0.2, 0.5, 0.7, 1.0]$), të paraqitur në *Fig. 4.20* këtu më poshtë:

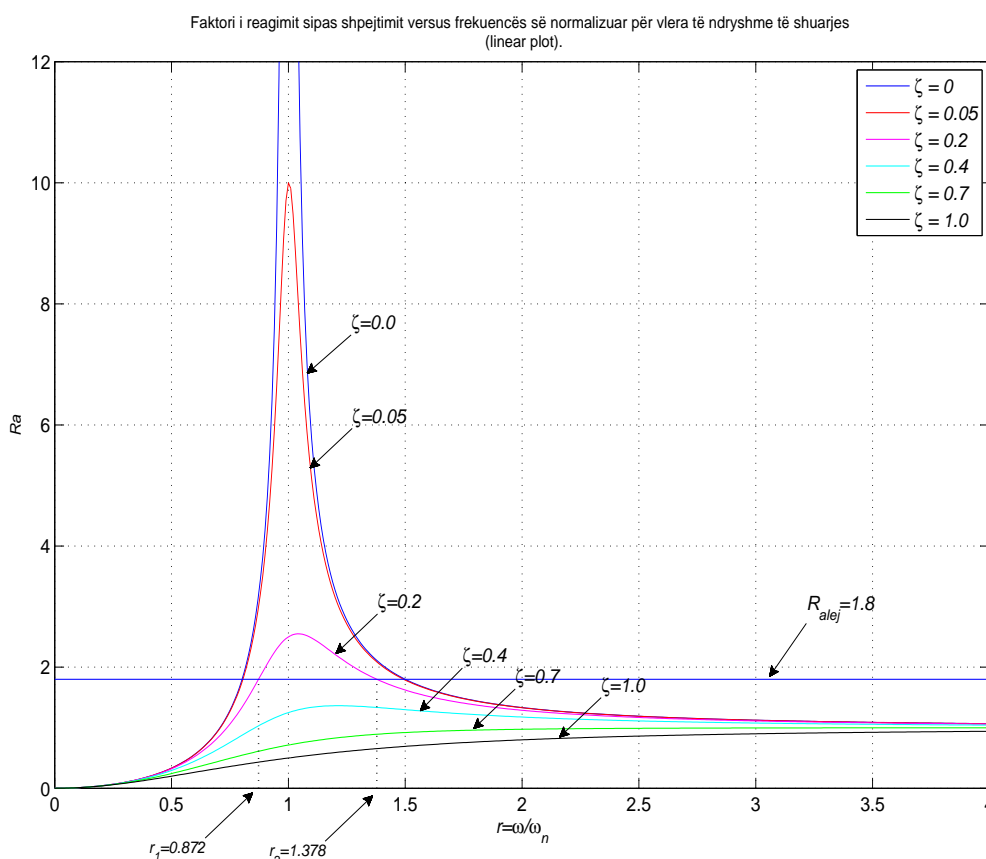


Fig. 4.20 Lakorja e faktorit të reagimit sipas shpejtimit R_a vs frekuencës së normalizuar $r = \omega/\omega_n$, rasti kur shtrëngesa projektuese ka vlerën $R_a = 1.8$ dhe $\zeta = 0.20$.

Kësisoj, shumica (ose totali) e zgjidhjeve të cilat do ta mbanin reagimin e strukturës nën vlerën e “shtrëngesës” $R_{a, lej}$ (për rastin tonë $R_{a, lej} = 1.8$ - shih shembullin 4.1 më poshtë) ndodhet përfundi kësaj vlere (shih Fig. 4.20), ndërsa vlerat respektive të frekuencave të normalizuara $r = \omega/\omega_n$ jepen sipas shprehjeve (4.29), respektivisht (4.30) këtu më poshtë:

$$0 \leq r \leq r_1 \quad (4.29),$$

$$r_2 \leq r \leq \infty \quad (4.30),$$

ku

$$r_{1,2} = \sqrt{\frac{1 - 2\zeta_{lej}^2 \mp \sqrt{(1 - 2\zeta_{lej}^2)^2 - 1 + (1/R_{a,lej})^2}}{1 - (1/R_{a,lej})^2}} \quad (4.31).$$

Shprehja (4.31) nxirret nga shprehja (4.12a), duke marrë parasysh shprehjen (4.19).

Për vlerat e raportit të shuarjes $\zeta > 1/\sqrt{2}$, reagimi i strukturës mbetet plotësisht në domenin e reagimit statik, d.m.th. $R_d \rightarrow 0$, ose $R_a \rightarrow 1$, çka edhe pritet, pasi qartazi reagimi i sistemit dominohet nga shtangësia. Kështu, nga shprehja (4.31) na rezulton vetëm një vlerë r_1 , ndërkaj vlera tjetër r_2 vjen e zhduket.

Për një strukturë me shkallë të ulët të disipimit (shuarjes) – siç është rasti i strukturave inxhinierike ($\zeta = 0.01 \div 0.05$), shprehja (4.31) mund të thjeshtohet (për $\zeta \approx 0$) dhe mund të nxirret shprehja (4.32), si më poshtë:

$$r_{1,2} = \frac{1}{\sqrt{1 \pm (1/R_{a, lej})}} \quad (4.32),$$

tani, duke qenë se shtangësia e sistemit k është parametri i cili na intereson sipas kësaj qasjeje, si dhe duke ditur se vlenë shprehja (4.33):

$$k = \omega^2 \cdot m = \frac{\omega^2}{r^2} \cdot m \quad (4.33)$$

ose

$$k_i = \omega^2 \cdot m = \frac{\omega^2}{r_i^2} \cdot m, \quad i = 1, 2 \quad (4.34).$$

Për rezyme: për një vlerë të faktorit dinamik të reagimit sipas shpejtimit $R_{a, lej}$ të dhënë paraprakisht, së pari specifikohet niveli i dëshiruar i shuarjes për sistemin $\zeta_{korresp.}$, ndërsa me ndihmën e shprehjes (4.31) llogariten vlerat e frekuencave të normalizuara $r_{1,2}$ dhe pastaj bëhet llogaritja e shtangësive përkatëse sipas shprehjes (4.34).

Përfundimisht, vlera e koeficientit të shuarjes llogaritet me ndihmën e shprehjes (4.35) si në vijim:

$$c_{korresp.} = 2 \cdot \zeta \cdot m = 2 \cdot \zeta \cdot \sqrt{km} \quad (4.35).$$

Shembulli 4.1

Le të supozohet që modeli i Fig 4.17 i është nënshtruar veprimit të forcës harmonike $p = p_0 \cdot \sin \omega t$, amplituda e së cilës ka vlerën $p_0 = 0.2 \cdot G$, dhe shpejtimit cak të definuar me shprehjen (4.26) $\ddot{u}_{lej} = n \cdot g = 0.36 \cdot g$. Vlera e raportit të shuarjes merret $\zeta = 0.20$.

Qëllim është përcaktimi i shtangësisë së nevojshme të sistemit dhe koeficientit të shuarjes $c_{korresp.}$

Duke aplikuar shprehjen (4.27), gjendet vlera e shpejtimit $R_{a, lej} = \frac{\ddot{u}_{lej}}{p_0/m} = \frac{0.36 \cdot g}{0.2 \cdot G/m} = 1.80$.

Duke shfrytëzuar shprehjen (4.31) gjenden vlerat korresponduese të frekuencave rrethore të normalizuara si vijon (shih *Fig. 4.20* më sipër):

$$r_1 = 0.872455 \text{ dhe } r_2 = 1.378496.$$

Nga shprehja (4.34), del

$$k_1 = \frac{\omega^2}{r_1^2} \cdot m = 1.31375 \cdot \omega^2 \cdot m \text{ dhe}$$

$$k_2 = \frac{\omega^2}{r_2^2} \cdot m = 0.52625 \cdot \omega^2 \cdot m.$$

Ndërkaq koeficientët përkatës të shuarjes janë:

$$c_{1, korresp.} = 2 \cdot \zeta \cdot \sqrt{k_1 m} = 2 \cdot 0.20 \cdot \sqrt{1.31375 \cdot \omega^2 \cdot m \cdot m} = 0.4585 \omega m$$

$$c_{2, korresp.} = 2 \cdot \zeta \cdot \sqrt{k_2 m} = 2 \cdot 0.20 \cdot \sqrt{0.52625 \cdot \omega^2 \cdot m \cdot m} = 0.2902 \omega m$$

Përfundimisht, që sistemi i ilustruar të mund të mbetet nën nivelin e reagimit $R_{a, lej} = 1.8$, nevojitet të posedojë shtangësitë:

$$0 \leq k \leq k_2 \text{ ose } 0 \leq k \leq 0.52625 \cdot \omega^2 \cdot m - \text{domeni } r > r_2 \text{ dhe}$$

$$k_1 \leq k \leq \infty \text{ ose } 1.31375 \cdot \omega^2 \cdot m \leq k \leq \infty - \text{domeni } r \leq r_1,$$

koeficientët e shuarjes:

$$0 \leq c \leq 0.2902 \omega m \text{ ose - domeni } r > r_2 \text{ dhe}$$

$$0.4585 \omega m \leq c \leq \infty - \text{domeni } r \leq r_1.$$

Me këtë mund të konsiderohet se sistemi është projektuar konform shtrëngesave përkitazi me shpejtimin e lejueshëm $\ddot{u}_{lej} = 0.36 \cdot g$. Shembulli i përket një natyre hipotetike dhe është dhënë vetëm për qëllime ilustrimi, pasi që shpejtimet $\geq 0.05 \cdot g$ janë alarmuese për sa i përket ndjeshmërisë së njeriut (shih *Tabela. 4.1*) më lartë në këtë Kapitull.

4.7.2 Projektimi i bazuar mbi kriteret sipas zhvendosjeve të synuara-cak

Si bazë fillestare e shqyrtimeve të cilat kanë të bëjnë me projektimin sipas zhvendosjeve të lejuara (ndryshe - *zhvendosjeve cak*) shërben shprehja (4.20), e cila këtu përsëritet edhe një herë:

$$(u_{ss})_0 \equiv u_0 = p_0/k \cdot R_d = (u_{st})_0 \cdot R_d \quad (4.36),$$

ku $(u_{st})_0$ - amplituda e zhvendosjeve statike; R_d - faktori dinamik i reagimit sipas zhvendosjeve i dhënë me shprehjen (4.12a) në paragrafin 4.6 më lartë.

Po ashtu, më lart është dhënë edhe shprehja (4.36) e cila mund të thuhet edhe në formën e dhënë përmes (4.37) këtu më poshtë:

$$(u_{ss})_0 \equiv u_{0, lej} = p_0/k \cdot R_d = \frac{p_0}{\omega^2 \cdot m} \cdot r^2 \cdot R_d^1 \quad (4.37),$$

nga

$$R_{a, lej}^1 = \frac{u_{0, lej}}{p_0} \cdot \omega^2 \cdot m \quad (4.38).$$

Kështu, në këtë rast, shtrëngesa projektuese prap është shprehur në funksion të shpejtimit cak dhe për projektim duhet të nisët nga shprehja (4.39) e dhënë këtu më poshtë:

$$R_a^1 < R_{a, lej}^1 \quad (4.39).$$

Hapat vijues në procesin projektues, janë po të njëjtit, sikurse në paragrafin paraprak. Kështu, aplikohen shprehjet (4.31) deri në (4.35), me të vetmin dallim që, tani këtu përdoret shprehja (4.38) në vend të asaj (4.27), për devijimin e pragut të pranueshëm për shpejtimin cak, d.m.th. R_a^1 në vend të R_a - së.)

5 Qasja jokonvencionale

Kohëve të fundit, jemi dëshmitarë të efekteve shkatërruese të forcave të natyrës, siç janë erërat e forta (p.sh. Uragani Katrina, 2005, USA), tërmetet e forta të shoqëruara me cuname (*tsunamis*) (i fundit në Japoni, më 2011, ~16000 viktima), rrëshqitjet e dheut (Filipine, më 2013, 19 viktima), kanë mobilizuar mendjen e komunitetit të inxhinierëve në mbarë botën për gjetjen e mënyrave më të përshtashme dhe më të përparuara për mbrojtjen e jetës njerëzore, në rend të parë, dhe strukturave inxhinierike, në rend të dytë.

Siç dihet tashmë, qasja konvencionale e projektimit kërkon që strukturat t'u rezistojnë efekteve të ndikimeve në mënyrë pasive, kryesisht përmes kombinimit të rezistencës, deformabilitetit dhe disipimit të energjisë-duktilitetit. Përvoja jonë është duke treguar përherë e më tepër se kjo qasje nuk është as e mjaftueshme, as e kënaqshme. Roli themelor i një pajisjeje pasive për shuarjen e energjisë, kur e njëjta futet përbrenda strukturës, është që të absorbojë dhe ta harxhojë (disipojë) një pjesë të energjisë së futur dhe, rrjedhimisht, të bëjë zvogëlimin e kërkesës për disipim të energjisë në elementet strukturore primare. Si pasojë e tërë kësaj rezulton jo vetëm rritja e sigurisë ndaj kolapsit, por edhe zvogëlimi i dëmeve të strukturës pas kalimit të tërmetit. Në këtë punim, do të trajtohet njëra nga këto pajisje: shuarësi masë e kalibruar, duke u nisur nga trajtimi teorik e deri tek faza e eksperimentimit të një modeli të thjeshtë.

Secili çrregullim i jashtëm i cili i imponohet një strukture inxhinierike mund të paramendohet si një "injektim" energjistik nga jashtë mbi strukturën, përderisa projektimi ka të bëjë me "menaxhimin" e kësaj energjie kryesisht përmes delegimit të rezistencës së nevojshme nëpër pikat e ashtuquajtura "kritike" të strukturës.

Viteve të fundit, janë në përdorim e sipër teknologji të zbatueshme anëmbanë botës, sidomos në shtetet e industrializuara si SHBA, Japonia, Kina etj., përderisa është në

rritje e sipër tendenca për përmirësimin e mëtutjeshëm të sistemeve tashmë të zbatuara apo edhe zhvillimin e sistemeve të reja. Një numër i caktuar i këtyre sistemeve tashmë e kanë vërtetuar dobinë e tyre [41] dhe e kanë kaluar testin me sukses [42].

5.1 Shuarësi masë e kalibruar (SHMK)

Qasja jokonvencionale në inxhinierinë e strukturave konsiston pra në faktin e futjes së një "muskuli" shtesë brendapërbrenda strukturës dhe, varësisht nga niveli i kontrollit të tij, mund të jetë:

- "Musku" pasiv- siç është rasti i SHMK-së në studim e sipër,
- "Musku" gjysëmaktiv- me një nevojë për prurje të energjisë nga jashtë dhe
- "Musku" aktiv- me një nevojë për prurje të energjisë nga jashtë si dhe një algoritmi kompleks kontrollues.

Duhet cekur faktin që, përveç SHMK-së, në faza eksperimentale apo aplikimi real, ndodhen edhe disa sisteme të bazuara mbi të njëjtin parim fizik, ndër të tjerë mund të veçohen si vijon [43]:

- shuarësi lëng i kalibruar (*angl. tuned liquid damper*),
- shuarësi mur i lëngët (*angl. liquid wall damper*) etj.

Shuarësi masë e kalibruar është një mënyrë e thjeshtë, por tejet efektive e kontrollit pasiv të një strukture. Parimi i punës është tejet i thjeshtë dhe ka të bëjë me "kurdisjen" e frekuencës së masës me njërën nga frekuencat e strukturës primare (zakonisht frekuencën themelore f_1). Kështu, kur vjen deri tek nxitja e kësaj frekuence, masa e shuarësit do të lëkundet në rezonancë, por jashtë fazës së strukturës primare dhe, në këtë mënyrë, do të absorbojë dhe pastaj të disipojë një pjesë të energjisë së futur në strukturë. Ky parim elementar i mekanikës për herë të parë është përdorur nga amerikani Frahm, në vitin 1909 ([45]), në stabilizimin e anijeve gjatë lundrimit, ndërsa ka nxitur një interes në inxhinierinë e ndërtimit viteve të gjashtëdhjeta. Kështu, studimet e para teorike të pasuara me ato eksperimentale kanë qenë të ndërmarra nga Bishop dhe Welbourn-kontrolli i zhvendosjeve dhe rrotullimeve (1952), [43], Falcon dhe al. (1967)-reagimi minimal gjatë pikut, [43], Jennige dhe Frohrib (1977), [44], loi dhe Ikeda (1978)-parametrat optimalë të SHMK-së. Warburton dhe Ayorinde (1980) më tutje kryen hulumtime mbi natyrën e inputit si

dhe reagimin e shuarësit, duke krijuar tabela për parametrat optimalë siç janë për faktorin dinamik të reagimit R_d (shih Kapitullin e IV), raportin e normalizuar të frekuencave r etj. Autorë të tjerë të cilët dhanë një kontribut të çmueshëm, janë: Roberson (1952), Snoëdon (1960), Srinivasan (1969) etj. Shumica e hulumtimeve teorike apo edhe e aplikimeve në fillim kanë qenë të përqendruara në inxhinierinë mekanike (në stabilizimin e makinave kryesisht) dhe konsistonin në faktin e kalibrimit të absorbuesit të lëkundjeve (*vibration absorber*, [45]), ashtu që njëra prej frekuencave operuese të ishte a të jetë në rezonancë me frekuencën themelore të makinës. Strukturat inxhinierike, megjithatë, u nënshtrohen ngarkesave të cilat kanë një tjetër natyrë, siç janë erërat dhe tërmetet e forta në brendësinë e të cilave "fshihen" komponente të shumëfishta frekuencash (brezash frekuencorë), kështu që efektiviteti i SHMK-së për këtë rast do jetë i ndryshëm.

Rëndom, kalibrimi i SHMK-së për rastin e ndërtimit të lartë, por edhe për atë të ulët, bëhet për njërën nga frekuencat natyrore të lëkundjeve, kryesisht për frekuencën themelore. Është i rëndësishëm fakti që jashtë kësaj frekuence themelore (më mirë thënë brezi të ngushtë frekuencor) shuarësi është plotësisht joefektiv. Kështu, është me rëndësi jetike që masa dhe shtangësia e strukturës primare të mbetet ajo e projektuar fillimisht. Nëse të njëjtët parametra pësojnë ndryshim gjatë eksploatimit, SHMK-ja "del jashtë loje", d.m.th. shkalibrohet dhe bëhet i padobishëm. Nga kjo që u tha, del që investuesi (shfrytëzuesi) duhet t'u përmbahet në mënyrë strikte kushteve fillestare të eksploatimit të objektit dhe assesi të mos ndërmarrë intervenime shtesë të cilat do të preknin në masën apo shtangësinë globale të strukturës.

5.2 Trajtimi teorik i shuarësit masë e kalibruar

Le të studiojmë sistemin me një shkallë lirie (SNJSHL) të dhënë në *Fig.5.1* më poshtë, me një shtangësi tejet të madhe të katit ($EI \rightarrow \infty$), shtylla me deformim aksial të papërfillshëm, i cili këtu e tutje do të quhet strukturë (sistem) primare dhe që posedon me shtangësi k dhe me koeficient të shuarjes viskoze c . E njëjta strukturë është e pajisur me një "muskul" shtesë në formën e dhënë si në figurë që, në aspektin dinamik, paraqet po ashtu një sistem me një shkallë lirie të modeluar matematikisht në formën e masës m_d , sustës me shtangësi k_d dhe shuarësit me koeficient të shuarjes viskoze c_d [19]. Në mënyrë që pajisja të mund të ketë efektin e

dëshiruar, e njëjta fiksohet për strukturën primare dhe kështu efekti i SHMKS-së mbi strukturën primare do të ishte i formës së dhënë me shprehjen (5.1):

$$k_d \cdot u_d(t) + c_d \cdot \dot{u}_d(t) \quad (5.1).$$

Në këtë mënyrë, SHMK-ja e "ushqen" strukturën primare me një histerezë (aftësi disipative) të varur nga domeni frekuencor, duke rritur dukshëm aftësinë e strukturës primare për shuarjen e energjisë së futur në të. Siç u tha edhe më lartë, SHMK-ja duhet kalibruar me njërën nga frekuencat e strukturës primare (zakonisht ajo themelorja) dhe lihet të hyjë në rezonancë (por jashtë fazës) me të njëjtën, nga edhe rezulton dobja e pajisjes. Kështu, kur struktura primare e dhënë në *Fig.5.1*, nën ndikimin e forcave të jashtme apo lëkundjes së truallit, do të lëvizte djathtas, SHMK-ja do të lëvizte majtas dhe, në këtë mënyrë, do të bënte absorbimin e më pastaj edhe disipimin e një sasive të energjisë së futur në strukturën primare.

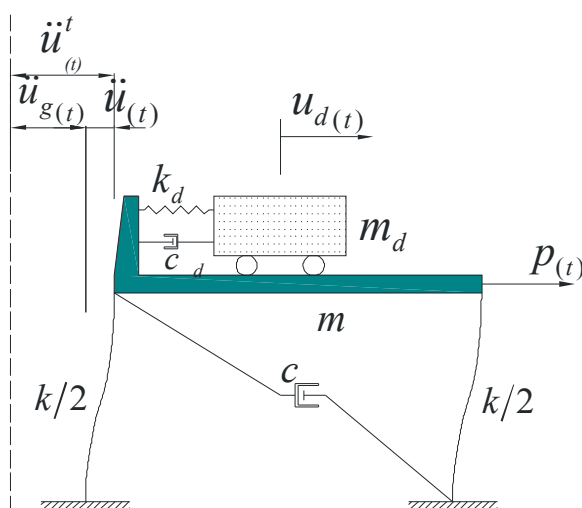


Figure 5.1 Modeli i thjeshtuar matematik i strukturës primare (m, c, k) dhe shuarësit masë e kalibruar SHMK (m_d, c_d, k_d) nën veprimin e lëkundjes së truallit $\ddot{u}_g(t)$ dhe të forcës së jashtme $p(t)$.

5.2.1 Den Hartog i rivizituar-rasti klasik: $c = 0$, $c_d = 0$

Reagimi dinamik i strukturës së dhënë në Figura 5.1 jepet me shprehjet (5.2) dhe (5.3) këtu poshtë:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) - c_d\dot{u}_d(t) - k_d u_d(t) = p(t) - m\ddot{u}_g(t) \quad (5.2),$$

$$m_d\ddot{u}_d(t) + c_d\dot{u}_d(t) + k_d u_d(t) = -m_d\ddot{u}_g(t) \quad (5.3).$$

Den Hartog, në librin e tij të njohur *Mechanical Vibrations* [45], të publikuar për herë të parë më 1934, trajtoi absorbuesin e lëkundjeve (*angl. vibration absorber*), për rastin kur masa primare i nënshtrohet veprimit të një force harmonike (sinusoidale) dhe kishte për qëllim zogëlimin e vibrimeve të tepërta të makinave të ndryshme. Den Hartog analizoi dy raste kryesore: rastin kur struktura primare m supozohej të kishte shuarje të papërfillshme $c \approx 0$ e, po ashtu, edhe struktura e shuarësit m_d të kishte shuarje $c_d \approx 0$; dhe, rastin e dytë, kur struktura primare të posedonte një shuarje të papërfillshme- $c \approx 0$, ndërkaq struktura e shuarësit të posedonte një shuarje të caktuar $c_d \neq 0$.

Për rastin e parë të Den Hartog ($c = 0$ dhe $c_d = 0$, $\ddot{u}_g(t) = 0$), ekuacionet (5.2) dhe (5.3) do të shndërrohen në ekuacionet (5.4) dhe (5.5) të dhënë këtu poshtë (shih Figura 5.2)

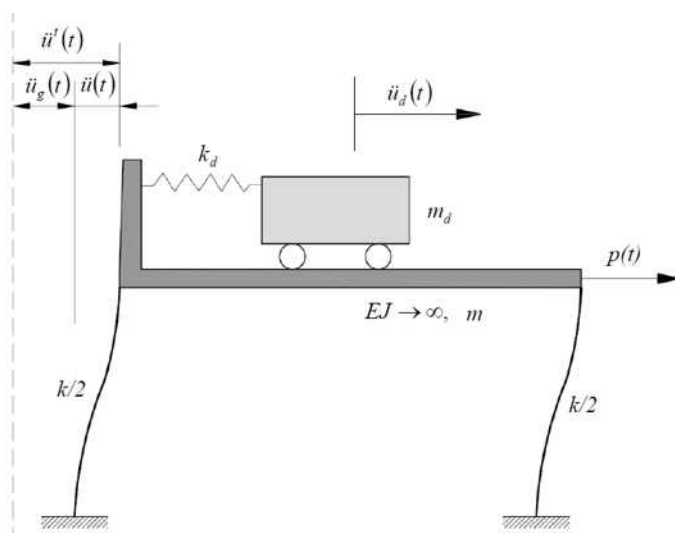


Figura 5.2 Modeli i thjeshtuar matematikor i strukturës primare ($m, c = 0, k$) dhe shuarësit masë e kalibruar SHMK ($m_d, c_d = 0, k_d$) nën veprimin forcës së jashtme $p(t)$ - rasti i parë i Den Hartog-ut.

Kështu

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) - k_d u_d(t) = p(t) \quad (5.4),$$

$$m_d \ddot{u}_d(t) + k_d u_d(t) = 0 \quad (5.5),$$

ku $p(t) = p_0 \sin \omega t$; p_0 - është amplituda e forcës harmonike; frekuenca rrethore nxitëse.

Në formë matricore, shprehjet e mësipërme marrin formën e dhënë me shprehjen (5.6):

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_d \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u \\ u_d \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p_0 \\ 0 \end{pmatrix} \sin \omega t \quad (5.6).$$

Siç shihet nga ekuacioni matricor (5.6), reagimi i këtij sistemi elementar me dy shkallë lirie është i çiftëzuar (i lidhur) përmes matricës së shtangësisë. Reagimi dinamik i përhershëm (*angl. steady-state*) i sistemit mund të jepet me shprehjet (5.7), të dhëna në formë vektoriale, këtu më poshtë [19]:

$$\begin{pmatrix} u \\ u_d \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_o \\ u_{do} \end{pmatrix} \sin \omega t \quad (5.7).$$

Pas futjes së shprehjes (5.7) në ekuacionin matricor (5.6) dhe pas kryerjes së disa operacioneve elementare matematikore fitohen reagimet përkatëse të sistemit të dhënë në Figura 5.2, fitohen reagimet përkatëse të strukturës primare dhe e ShHMK-së si vijon:

$$u_o = \frac{\alpha^2 - r^2}{[(1 + \mu\alpha^2 - r^2)(\alpha^2 - r^2) - \mu\alpha^4]} \cdot (u_{st})_0 \quad (5.8),$$

$$u_{do} = \frac{\alpha^2}{[(1 + \mu\alpha^2 - r^2)(\alpha^2 - r^2) - \mu\alpha^4]} \cdot (u_{st})_0 \quad (5.9),$$

ku

$r = \omega/\omega_n$ - raporti i frekuencës nxitëse me frekuencën natyrore të strukturës primare,

$\mu = m_d/m$ -raporti i masave përkatëse,

$\omega_n = \sqrt{k/m}$ - frekuenca (rrethore) natyrore e strukturës primare,

$\omega_d = \sqrt{k_d/m_d}$ - frekuenca (rrethore) natyrore e strukturës sekondare (SHMK-së),

$\alpha = \omega_d/\omega_n$ - raporti i frekuencave natyrore në mes të strukturës sekondare dhe primare.

Frekuencat respektive natyrore të lëkundjes gjenden duke barazuar emëruesit e shprehjeve (5.8) dhe (5.9) me zero [45]:

$$(1 + \mu\alpha^2 - r^2)(\alpha^2 - r^2) - \mu\alpha^4 = 0 \quad (5.10),$$

nga fitohen dy vlera të rrënjëve pozitive sipas shprehjeve (5.11) dhe (5.12):

$$r_1 = \sqrt{(1 + (1 + \mu)\alpha^2 - \sqrt{(1 + (1 + \mu)\alpha^2)^2 - 4\alpha^2})} \quad (5.11),$$

$$r_2 = \sqrt{(1 + (1 + \mu)\alpha^2 + \sqrt{(1 + (1 + \mu)\alpha^2)^2 - 4\alpha^2})} \quad (5.12).$$

Kështu, dy frekuencat natyrore të *sistemit të kombinuar* jepen sipas shprehjes (5.13):

$$\Omega_i = r_i \cdot \omega, \quad i = 1, 2 \quad (5.13).$$

Sikurse edhe që pritet, frekuencat natyrore të sistemit të kombinua Ω_1 dhe Ω_2 janë përherë të ndara nga frekuenca natyrore e sistemit primar (mbi të cilin ushtrohet forca $p(t)$) dhe vlen shprehja (5.14):

$$\Omega_1 < \omega < \Omega_2 \quad (5.14).$$

SHMK-ja projektohet në një mënyrë të atillë që amplituda e zhvendosjes së strukturës primare të jetë zero ($u_o = 0$), nga shprehja (5.8) del se $\alpha^2 = r^2$, ose $\omega_d = \omega$. Kuptimi praktik i këtij relacioni është: për $\omega = \omega_n$, d.m.th pikërisht për gjendjen e rezonancës klasike të sistemit primar (shih *Figura 4.21* e Kapitullit 4, $R_d = R_{d, maks}$), ku SHMK-ja arrin të bëjë ndarjen e frekuencave dhe të krijojë një "domen funksionimi" apo ndryshe si "brez frekuencor" dhe të bëjë zvogëlimin drastik të faktorit dinamik të reagimit sipas zhvendosjeve R_d të sistemit primar nga $R_d \rightarrow \infty$, në $R_d = 0$ (shih *Figura 5.3* më poshtë). Praktikisht, në mënyrë që kjo të arrihet, është e nevojshme që frekuenca nxitëse ω mos të largohet tepër nga frekuenca e SHMK-

së, në mënyrë që amplituda e zhvendosjeve të sistemit primar të kënaqë kushtin e dhënë me anën e shprehjes (5.15) më poshtë:

$$\left| \frac{u_o}{(u_{st})_0} \right| = \left| \frac{\alpha^2 - r^2}{(1 + \mu\alpha^2 - r^2)(\alpha^2 - r^2) - \mu\alpha^4} \right| \leq 1 \quad (5.15),$$

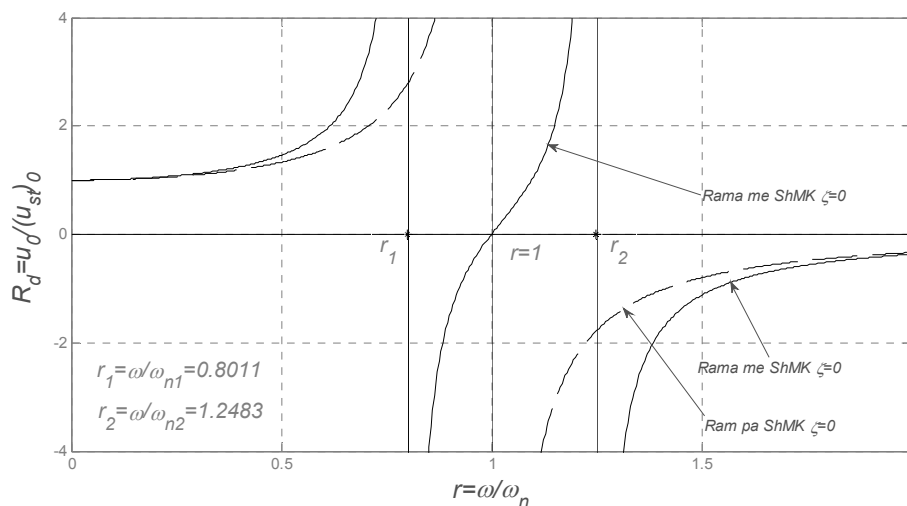


Figure 5.3 Modeli i thjeshtuar matematik i strukturës primare ($m, c = 0, k$) dhe shuarësit masë e kalibruar SHMK ($m_d, c_d = 0, k_d$) nën veprimin forcës së jashtme $p(t)$ - me vija të ndërprera rasti i SNJSHL (rezonanca), me vijë të plotë rasti i Den Hartog-ut.

Nga shprehja (5.15), pas kryerjes së disa operacioneve themelore matematikore (zgjdhjes së jobarazimit) fitohet kushti (5.16) si më poshtë:

$$r_l \leq r \leq r_r \quad (5.16)$$

apo në një formë tjetër

$$r_l \omega_n \leq r \leq r_r \omega_n \quad (5.17),$$

ku vlerat r_l, r_r jepen sipas shprehjeve (5.18a, 5.18b) këtu poshtë:

$$r_l = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{2 + (1 + \mu)\alpha^2 - \sqrt{2 + (1 + \mu)\alpha^2 - 8\alpha^2}} \quad (5.18a)$$

$$r_r = \alpha \sqrt{1 + \mu} \quad (5.18b),$$

me gjerësinë e brezit frekuencor të definuar me shprehjen (5.18c):

$$\Delta r = r_r - r_l \quad (5.18c).$$

Për sa i përket aspektit praktik- projektimit dhe implementimit të një SHMK-je, kryesisht janë dy kushte themelore, të cilat shfrytëzohen për këtë, përkatësisht:

- kushti i parë: $\omega_d = \omega_n \Rightarrow \alpha = 1$, apo $\frac{k_d}{m_d} = \frac{k}{\omega_n}$;

- kushti i dytë $\mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{maks}$:

Kushti i dytë, konform shprehjeve (4.29) dhe (4.30) të kapitullit të katërt, mund të shprehet në formën (5.19) si më poshtë:

$$\mu_{min}k \leq k_d \leq \mu_{maks}k \quad (5.19).$$

Nga shprehja (5.19) rezulton shtangësia e SHMK-së, e nevojshme për ta mbajtur $\omega \approx \omega_n$ si dhe respektimin e kushtit të shprehur në ekuacionin (5.17), të nevojshëm për "aktivizimin" e brezit frekuencor brenda të cilit SHMK-ja është tejet efektiv.

5.2.2 Den Hartog i rivizituar- rasti klasik: $c = 0$, $c_d \neq 0$, $\ddot{u}_g(t) = 0$

Nga shprehjet (5.2) dhe (5.3), për $c = 0$, $c_d \neq 0$ dhe $\ddot{u}_g(t) = 0$ del:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) - c_d\dot{u}_d(t) - k_d u_d(t) = p(t) \quad (5.20),$$

$$m_d\ddot{u}_d(t) + c_d\dot{u}_d(t) + k_d u_d(t) = 0 \quad (5.21).$$

Shprehjet (5.20) dhe (5.21) më lart dirigjojnë reagimin dinamik të sistemit me dy shkallë lirie të dhënë në Fig. 5.4, këtu poshtë:

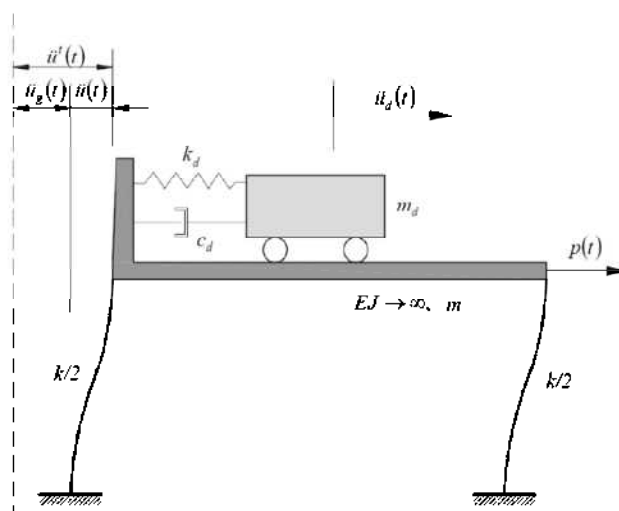


Figura 5.4 Modeli i thjeshtuar matematikor i strukturës primare ($m, c = 0, k$) dhe shuarësit masë e kalibruar SHMK ($m_d, c_d \neq 0, k_d$) nën veprimin forcës së jashtme $p(t)$ - rasti i dytë i Den Hartog-ut.

Ekuacionet (5.20) dhe (5.21) të dhëna këtu më lart, mund të shprehen në formë matricore me ekuacionin (5.22) në vijim:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_d \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_d \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u \\ u_d \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p_0 \\ 0 \end{pmatrix} \sin \omega t \quad (5.22).$$

Konform logjikës së përdorur në ekuacionin (5.7) këtu më lartë, reagimi dinamik i përhershëm i strukturës (*steady-state response*) tani mund të jepet me anën e shprehjeve (5.23) dhe (5.24):

$$u = u_0 \sin(\omega t + \varphi) \quad (5.23),$$

$$u_d = u_{0d} \sin(\omega t + \varphi_d) \quad (5.24),$$

ku amplitudat përkatëse të reagimit janë:

$$u_0 = \frac{p_0}{k} \sqrt{\frac{(r^2 - \alpha^2)^2 + 4\zeta_d^2 \alpha^2 r^2}{\Delta(r)}} \quad (5.25),$$

$$u_{0d} = \frac{p_0}{k} \sqrt{\frac{\alpha^4 + 4\zeta_d^2 \alpha^2 r^2}{\Delta(r)}} \quad (5.26)$$

e ku

$$\Delta(r) = [(r^2 - 1)(r^2 - \alpha^2) - \mu \alpha^2 r^2]^2 + 4\zeta_d^2 \alpha^2 r^2 [1 - (1 + \mu)r^2]^2 \quad (5.27),$$

ku α , r , μ janë të njëjta si më lartë, kurse

$$\zeta_d = \frac{c_d}{2m_d \omega_d} = \frac{c_d}{2\sqrt{m_d k_d}} \quad (5.28).$$

Ndërkaq, këndet fazore φ dhe φ_d jepen me shprehjet (5.29) dhe (5.30):

$$\varphi = \arctan\left(\frac{2\zeta_d \alpha r}{\alpha^2 - r^2}\right) \quad (5.29),$$

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{2\zeta_d r}{\alpha}\right) \quad (5.30).$$

Duke ditur raportin e masave $\mu = \frac{m_d}{m}$ si dhe raportin e frekuencave $\alpha = \frac{\omega_d}{\omega_n}$, është e mundshme që të paraqitet grafikisht vlera e normalizuar e amplitudës së reagimit dinamik të strukturës primare të dhënë në Fig. 5.4, madje për vlera të ndryshme të

kapacitetit disipues të SHMK-së $\zeta_d = 0.05, 0.1, 0.2, \dots$, si dhe duke supozuar se $\mu = 5\%$ për strukturat inxhinierike. Karakteristikë e rastit të dytë të Den Hartog-ut është fakti që të gjitha lakoret e reagimit kalojnë nëpër dy *pika fikse* P dhe Q , pozita e të cilave përcaktohet me anën e shprehjeve (5.31) dhe (5.32) këtu poshtë:

$$r_P = \sqrt{\frac{1+(1+\mu)\alpha^2 - \sqrt{1+(1+\mu)^2\alpha^4 - 2\alpha^2}}{2+\mu}} \quad (5.31),$$

$$r_Q = \sqrt{\frac{1+(1+\mu)\alpha^2 + \sqrt{1+(1+\mu)^2\alpha^4 - 2\alpha^2}}{2+\mu}} \quad (5.32).$$

Kështu, vlerat e amplitudave (të normalizuara) të strukturës primare për pikën P , respektivisht Q jepet me shprehjen (5.33), në të cilën r zëvendësohet me r_P ose r_Q të dalta nga shprehjet (5.31) dhe (5.32):

$$\frac{u_0}{\frac{p_0}{k}} = \frac{1}{|1-(1+\mu)r^2|} \quad (5.33).$$

Çka më tepër, vlera e amplitudave në *pikat fikse* P dhe Q e do të jetë e njëjtë për rastin kur raporti i frekuencës ω_d dhe ω_n merr vlerën e dhënë me shprehjen (5.34):

$$\alpha = \frac{1}{1+\mu} \quad (5.34).$$

5.2.3 Shembulli 1

Në mënyrë që të mund të vlerësohet më mirë kontributi tejet i rëndësishëm i SHMK-së *ndaj* strukturës primare, i njëjti kontribut do të ilustruhet përmes dy shembujve më poshtë.

Problemi: një ramë (hipotetike) njëkatëshe që punon në prerje (shear frame), siç trgohet në *Fig. 5.4* më lart, me masë $m = 300 \text{ kg}$ të kocentruar në nivelin e katit, me një shtangësi të katit $k = 2 \cdot 10^6 \text{ N/m'}$, i është nënshtruar veprimit të një force harmonike $p(t) = p_0 \cdot \sin \Omega t$ me amplitudë $p_0 = 3000 \text{ N}$ dhe frekuencë të nxitjes $\omega = 110 \text{ rad/sec}$.

Rasti i parë-kontrolli i SHMK-së ($\zeta = 0, \zeta_d = 0$): të projektuhet SHMK-ja (Shuarësi Masë e Kalibruar) në atë mënyrë që amplituda e zhvendosjeve të strukturës primare

(ramës në Fig. 5.4) të tretet plotësisht, ndërkaq amplituda e zhvendosjeve të masës së SHMK-së (reagimi dinamik i përhershëm) të mbetet më e vogël se 0.02 m.

Reagimi dinamik i përhershëm i SHMK-së në këtë rast duhet të plotësojë kushtin vijues:

$$|u_{0d}| = p_0/k_d < 0.02 \text{ m, ose } k_d > p_0/0.02 = \frac{3000}{0.02} = 150000 \text{ N/m.}$$

Ky kusht, ndryshe mund të shprehet edhe përmes masës së normalizuar $\mu = m_d/m$, nga fitohet

$$m_d/m = \frac{1}{\alpha^2} \cdot \frac{k_d}{k} \text{ e nga rrjedh}$$

$$\alpha = 0.934 = \omega_d/\omega_n = \omega/\omega_n = 110/\sqrt{k/m} = 110/\sqrt{2000000/300} = 1.347.$$

Kështu, raporti i masave i nevojshëm për të ruajtur këtë kusht është

$$m_d/m = \frac{1}{\alpha^2} \cdot \frac{k_d}{k} = \frac{1}{1.347^2} \cdot \frac{150000}{2000000} = 0.0413,$$

ndërsa përvetësohet

$$\mu = m_d/m = 0.06$$

Me anën e një *script*-i të shkurtër në Matlab [*absorb(300, 2e6, 0.06, 1.347)*], lehtë arrihet deri tek diagrami i reagimit dinamik të përhershëm të strukturës primare (ramës njëkatëshe) - Fig. 5.5 dhe ai i reagimit dinamik të përhershëm të SHMK-së - Fig. 5.6.

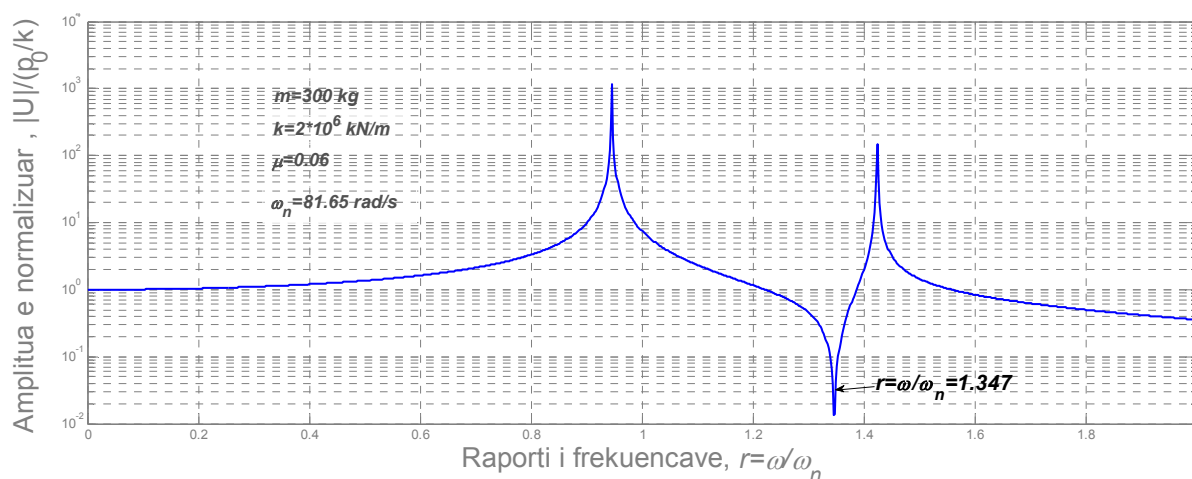


Fig. 5.5 Diagrami i reagimit dinamik të qendrueshëm (*steady-state*) i strukturës primare - ramës njëkatëshe të dhënë në Fig. 5.4.

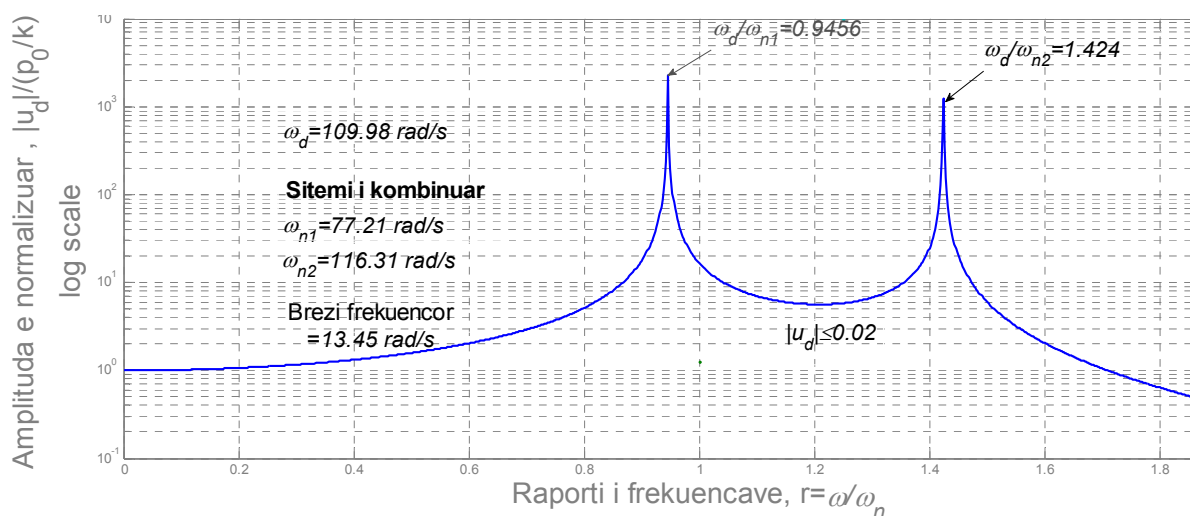


Fig. 5.6 Diagrami i reagimit dinamik të strukturës sekondare-SHMK-së së dhënë në Fig. 5.4.

5.2.4 Projektimi i SHMK-së së optimizuar - ($\zeta = 0$, $\zeta_{d,opti}$)

Qëllimi themelor i implementimit të SHMK-së është që të absorbojë një pjesë të energjisë mekanike të futur në strukturën primare. Bëhet fjalë kryesisht për energjinë kinetike. Nga dinamika e strukturave dihet fakti që zona frekuencore në të cilën manifestohet një dukuri e tillë i takon zonës ku dominojnë shpejtësitë e lëvizjes së masës, ndërsa ngushtë me këtë ndërlidhet aftësia disipative me të cilën posedon jo vetëm struktura primare, por veçanërisht edhe shuarësi (SHMK-ja).

Në Fig. 5.7a, këtu poshtë, është paraqitur grafiku i amplitudës së reagimit dinamik të qëndrueshëm të SHMK-së për vlera hipotetike të raportit të masave $\mu = 0.10$, të raportit të frekuencave $\alpha = 1.10$ si, $\xi_d = 0.1$ dhe për vlera të ndryshme të raportit të shuarjes së SHMK-së: $\xi_d = 0.1$, $\xi_d = 0.2$, dhe $\xi_d = 0.4$, ndërsa në Fig. 5.7b është paraqitur grafiku i amplitudës së reagimit dinamik të qëndrueshëm të strukturës primare për po të njëjtat vlera të μ , α dhe ξ_d . Një gjë që vërehet fare lehtë nga të dy figurat është fakti se të gjitha lakoret kalojnë nëpër dy pikat fikse P dhe Q , pa marrë parasysh vlerat e raportit të shuarjes ξ_d .

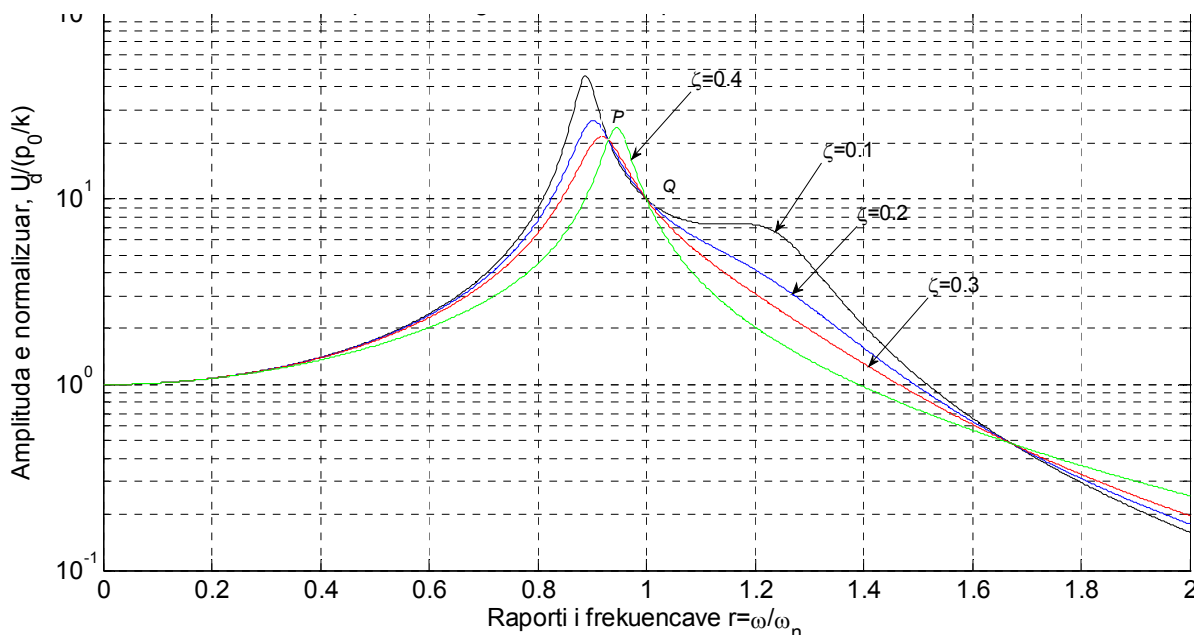


Fig. 5.7a Diagrami i reagimit dinamik të SHMK-së ndaj raportit të frekuencave r , për $\mu = 0.10$, $\alpha = 1.10$, dhe $\zeta_d = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$.

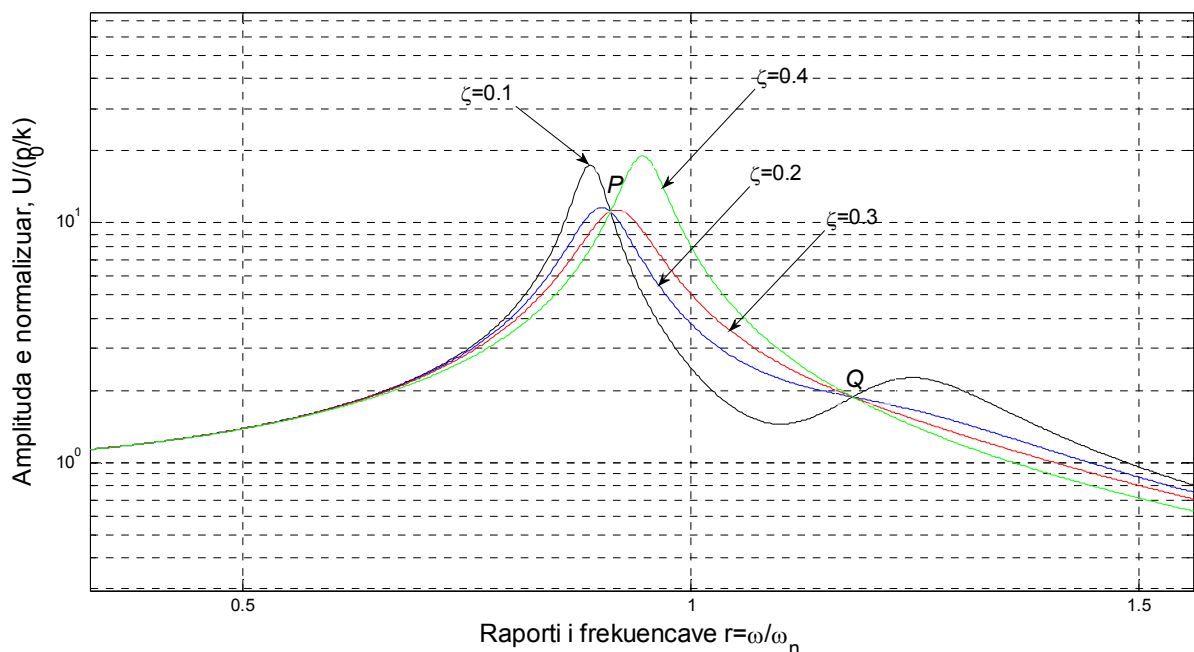


Fig. 5.7b Diagrami i reagimit dinamik të strukturës primare ndaj raportit të frekuencave r , për $\mu = 0.10$, $\alpha = 1.10$, dhe $\zeta_d = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$.

Aftësia disipative e shuarësit shprehet përmes koeficientit të shuarjes viskoze apo raportit të shuarjes ζ_d të dhënë me shprehjen (5.28) më sipër. Kështu, qëllimi themelor, ai i zvogëlimit të amplitudës së reagimit dinamik të qëndrueshëm të strukturës primare, synohet të arrihet përgjatë tërë brezit frekuencor. Një gjë e tillë

është e mundshme për vlerën optimale të ζ_d -së, ndërsa për t'u arritur kjo nevojitet të ndiqen hapat vijues:

- përzgjidhet raporti $\mu = m_d/m$,
- përcaktohet raporti i frekuencave $\alpha = \frac{1}{1+\mu}$, i tillë që vlerat e amplitudës së strukturës primare, të përcaktuara me shprehjen (5.33), të jenë të barabarta (*pikat fikse P dhe Q*),
- përcaktohet raporti optimal $\zeta_{d,opti}$ me ndonjë metodë optimizimi.

Një vlerë e përafërt, por tejet e saktë për vlera të $\mu < 0.5$ (që zakonisht është rasti i strukturave inxhinierike), jepet me shprehjen (5.35) këtu poshtë [46]:

$$\zeta_{d,opti} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (5.35).$$

Për ta ilustruar këtë më së miri do të përdoret shembulli 2 në vijim.

5.2.5 Shembull 2

Rasti i dytë-kontrolli i strukturës primare ($\zeta = 0$, $\zeta_d = 0$): të projektohet SHMK-ja (Shuarësi Masë e Kalibruar) në atë mënyrë që amplituda e zhvendosjeve të strukturës primare (ramës njëkatëshe te Fig. 5.40) të jetë më e vogël se $0.009 m$ (= $9 mm$). Këtë herë, për të plotësuar kërkesën e mësipërme, me anën e funksionit *absorbmsratio* të Matlab-it gjendet vlera minimale e raportit të masave $\mu = m_d/m = 0.057$ ($m_d \sim 5.7\% \cdot m$), pra, plotësohet kushti që $u_0 < 0.009m$. E tërë kjo është paraqitur grafikisht në Fig. 5.8, këtu poshtë, ku vlera e $\mu = 0.06$.

Le të jetë, për shembull, $\mu = 0.06$, atëherë me anën e script-it *absorbopt* [47] fitohen vlerat si vijon:

- vlera optimale e raportit $\alpha_{opt} = 0.934$,
- vlera optimale e raportit të shuarjes së SHMK-së $\xi_{d, opt} = 0.14598$,
- vlera e përafërt e raportit të shuarjes së SHMK-së $\xi_{d, aprox} = 0.14569$,
- masa e SHMK-së $18 kg = 0.06 * 300$, ($m_d = 6\% \cdot m$),
- koeficienti i shuarjes viskoze të SHMK-së $c_d = 404.804 Ns/m$,
- shtangësia e SHMK-së $k_d = 106799.57 \frac{N}{m}$,
- frekuenca rrethore natyrore e SHMK-së $\omega_d = 77.028 rad/s$,

- amplituda maksimale e normalizuar e strukturës primare (ramës) $|u_0|/\frac{p_0}{k} = 5.8649$, për vlerën e $r = 0.88784$,
- pikat e fiksuara P dhe Q në $r_P = 0.88453$ dhe $r_Q = 1.05609$,
- amplituda maksimale e normalizuar e strukturës primare (ramës) $|u_0|/\frac{p_0}{k} = 5.8649$, në P për vlerën e $r_P = 0.88453$.

Në *Fig. 5.7b*, këtu sipër, mund të vërehet fakti që në *pikat fikse* P dhe Q amplituda e reagimit dinamik të strukturës primare merr vlera të ndryshme për të njëjtat vlera të shuarjes ζ_d . Por, duke ndjekur procedurën e përshkruar më lart (paragrafi 5.2.4), për vlerat e raportit α të përcaktuar me ekuacionin (5.34) si dhe për vlerën optimale të shuarjes $\xi_{d,opt}$, amplitudat e reagimit jo vetëm që zvogëlohen, por edhe marrin vlera të barabarta. Kështu, për shembullin 2 jepen diagramet e reagimeve të strukturës primare, përkatësisht të SHMK-së. Shihet se si amplitudat në *pikat fikse* P dhe Q të strukturës primare kanë arritur vlerat e njëjta, gjë që ishte edhe qëllimi i këtij ilustrimi.

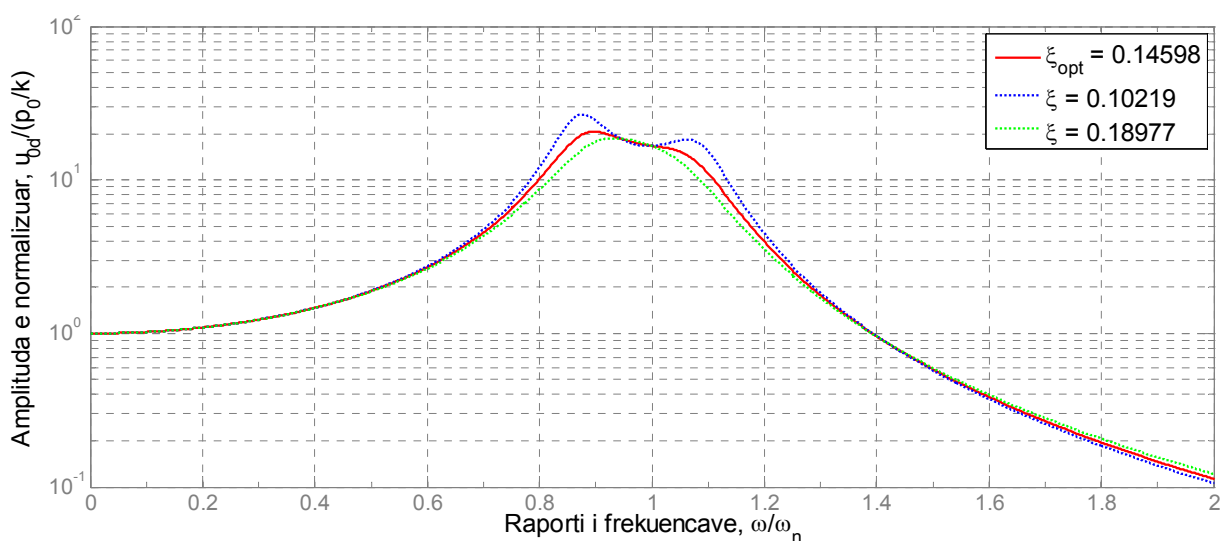


Fig. 5.8a Diagrami i amplitudës së reagimit dinamik të SHMK-së ndaj raportit të frekuencave r , për $\mu = 0.06$ plotësohet kriteri projektues $u_0 < 9 \text{ mm}$.

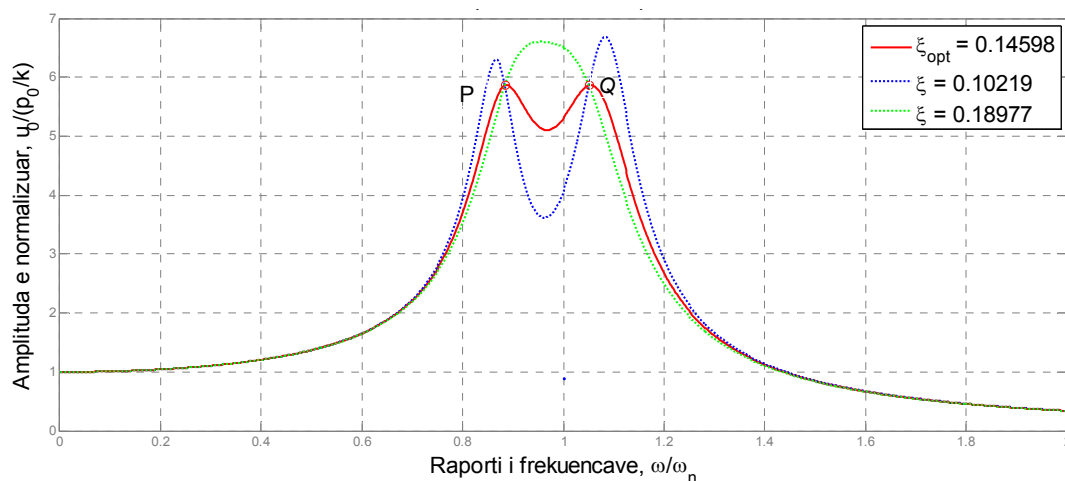


Fig. 5.8b Diagrami i reagimit dinamik të strukturës primare ndaj raportit të frekuencave r , për $\mu = 0.06$ plotësohet kriteri projektues $u_0 < 9 \text{ mm}$.

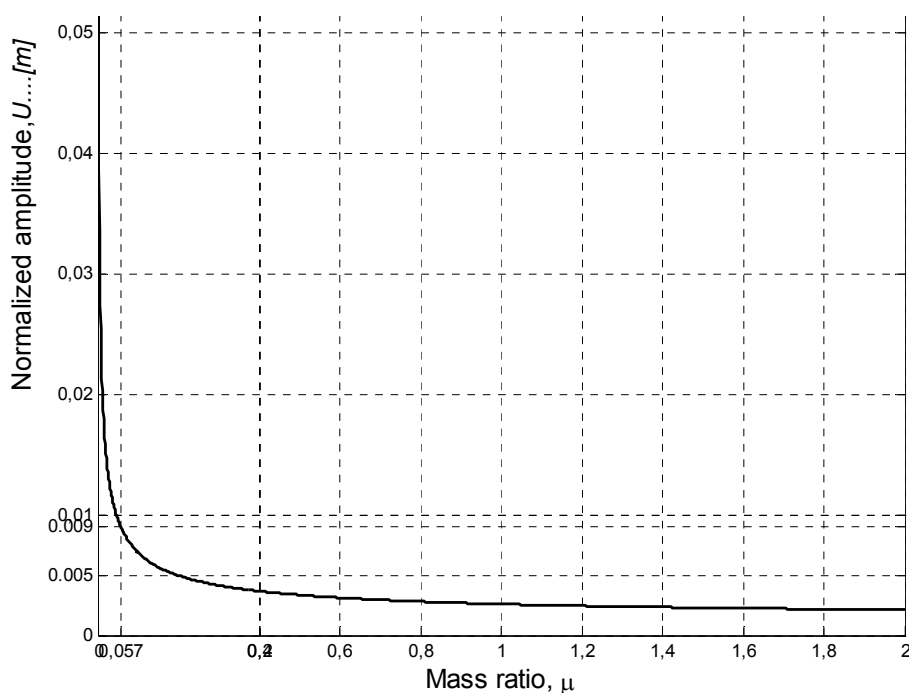


Fig. 5.9 Diagrami i reagimit dinamik të strukturës primare ndaj raportit të masave μ , për $\mu = 0.057$ plotësohet kriteri projektues $u_0 < 9 \text{ mm}$.

Në Fig. 5.7b dhe më sipër, mund të vërehet fakti që në pikat fikse P dhe Q amplituda e reagimit dinamik të strukturës primare merr vlera të ndryshme për vlera të ndryshme të shuarjes së ζ_d . Por duke ndjekur procedurën e përshkruar më lart (paragrafi 5.2.4) për vlerat e raportit α përcaktuar me ekuacionin (5.34), si dhe për vlerën optimale të shuarjes $\xi_{d,opt}$, amplitudat e reagimit jo vetëm që zvogëlohen, por edhe marrin vlera të barabarta. Kështu, për shembullin 2 jepen diagramet e

reagimeve të strukturës primare, përkatësisht të SHMK-së. Shihet se si amplitudat në pikat fikse P dhe Q të strukturës primare (Fig. 5.8b) kanë arritur vlerat e njëjta, gjë që ishte edhe qëllimi i këtij ilustrimi.

Vlen të theksohet se një formulë e përafërt (por tejet e saktë për qëllime inxhinierike) jepet me shprehjen (5.36), si më poshtë [43]:

$$|u_0|/p_0/k = R_d = \sqrt{1 + 2/\mu} \quad (5.36).$$

Nga shprehja (5.36) mund të shihet që një rritje e raportit $\mu = m_d/m$ shpie edhe në uljen e amplitudës së normalizuar të strukturës primare (nënkuptohe, për parametra të optimizuar r dhe ζ_d .) Në Tab.5.1, në vazhdim, jepen amplitudat e normalizuara (shpeshherë të quajtura faktorë amplifikues) si dhe parametrat optimalë të SHMK-së [43], dhe këtë, për lloje të ndryshme të forcave nxitëse (era, tërmeti etj.).

Tabela 5.1 Parametrat optimalë të SHMK-së të lidhur për një sistem me një shkallë lirie ([50]).

Forca nxitëse			Reagimi i optimizuar		Parametrat optimalë të SHMK-së	
Rasti	Tipi	E aplikuar mbi	Amplifikimi i optimizuar	$R_{d, opt}$	α_{opt}	$\zeta_{d, opt}$
1	Forcë $p_0 e^{i\omega t}$	Strukturë primare	$\frac{ u_0 k}{p_0}$	$(1 + 2/\mu)^{\frac{1}{2}}$	$1 + 1/\mu$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}}$
2	$p_0 e^{i\omega t}$	Strukturë primare	$\frac{\ddot{u}_0 m}{p_0}$	$\left(\frac{2}{\mu(1 + \mu)}\right)^{\frac{1}{2}}$	$(1 + 1/\mu)^{\frac{1}{2}}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu/2)}}$
3	$\ddot{u}_{0g} e^{i\omega t}$	Lëkundje trualli - shpejtim baze	$\frac{\omega_n^2 u_0 }{\ddot{u}_{0g}}$	$\left(\frac{2}{\mu}\right)^{\frac{1}{2}} (1 + \mu)$	$\frac{(1 - 1/\mu)^{\frac{1}{2}}}{(1 + \mu)}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)(1 - 1/\mu)}}$
4	$\ddot{u}_{0g} e^{i\omega t}$	Lëkundje trualli - shpejtim baze	$\frac{\ddot{u}_0 + \ddot{u}_{0g}}{\ddot{u}_{0g}}$	$(1 + 2/\mu)^{\frac{1}{2}}$	$1 + 1/\mu$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}}$

5.2.6 Rasti: $c \neq 0$, $c_d \neq 0$, $\ddot{u}_g(t) = 0$

Në këtë rast, ekuacioni matricor (5.6) do të shndërrohet në ekuacionin (5.37):

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_d \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} c + c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_d \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u \\ u_d \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p_0 \\ \ddot{u}_{0g} \end{pmatrix} \sin \omega t \quad (5.37).$$

Edhe për këtë rast mund të formulohen ekuacionet e reagimit dinamik të qëndrueshëm si për masën primare, ashtu edhe për masën sekondare të SHMK të formës (5.25) deri (5.27), megjithatë, *pikat fikse* P dhe Q nuk ekzistojnë më për strukturën primare me shuarje ζ . Nga kjo që u tha del se vlerat optimale të raportit të frekuencave r dhe $\zeta_{d, opt}$ nuk mund të përcaktohen më nga shprehjet algjebrike, por të njëjtat do të mund të derivohen nga metodat numerike. Vlerat optimale të këtyre parametrave mund të përcaktohen edhe në mënyrë empirike [49], dhe këtë sipas shprehjeve (5.38) dhe (5.39):

$$\tilde{\alpha}_{opt} = \alpha_{opt} - (0.241 + 1.7\mu - 2.6\mu^2)\zeta - (1.0 - 1.9\mu + \mu^2)\zeta^2 \quad (5.38)$$

$$\tilde{\zeta}_{opt} = \zeta_{opt} + (0.13 + 0.12\mu + 0.4\mu^2)\zeta - (0.01 + 0.9\mu + 3\mu^2) \quad (5.39).$$

Gabimet apo tolerancat e gjetura për vlerat e më sipërme rezultojnë të jenë $< 1\%$ për vlerat $0.03 < \mu < 0.40$ si dhe shuarjet $0.01 < \zeta < 0.15$, raste këto që përfshijnë pothuajse në tërësi kapacitetin disipues të inxhinierisë së strukturave dhe shprehjet e më sipërme mund të përdoren në mënyrë të kënaqshme.

Një studim i thellësishëm në lidhje me përcaktimin e parametrave optimalë të SHMK-së për rastin e ngarkesave harmonike (era), si dhe për atë të shpejtimit të bazës (tërmetit), është bërë nga Warburton [50]. Karakteristikë e përgjithshme e këtij studimi është fakti që edhe këtu është supozuar një shuarje e vogël e strukturës primare.

Kështu, për rastin e ngarkesës harmonike, kriteri i optimizimit ishte minimizimi i amplitudës së normalizuar të reagimit të dhënë me shprehjen (5.40):

$$R_{di} = \sqrt{\frac{A_i^2 + B_i^2}{C^2 + D^2}} \quad (5.40),$$

ku i - i referohet një rasti të veçantë të dhënë në *Tabela 5.2* [43]:

Tabela 5.2 Vlerat e parametrave A_i dhe B_i për rastet e ndryshme të ngarkesave (forcë harmonike apo shpejtim trualli) - [50].

Rasti	Nxitësi	Parametri i reagimit dinamik të konsideruar	Amplituda e reagimit R_{di}	A_i	B_i
1	$p_0 e^{i\omega t}$	$ u_0 $	$\frac{u_0 k}{p_0}$	$\alpha^2 - r^2$	$2\zeta_d \alpha r$
2	$p_0 e^{i\omega t}$	$ \dot{u}_0 $	$\frac{\dot{u}_0 k}{p_0 \omega_n}$	$-2\zeta_d \alpha r^2$	$r(\alpha^2 - r^2)$
3	$p_0 e^{i\omega t}$	$ \ddot{u}_0 $	$\frac{\ddot{u}_0 m}{p_0}$	$-r^2(\alpha^2 - r^2)$	$-2\zeta_d \alpha r^2$
4	$p_0 e^{i\omega t}$	Forca në bazë	$\frac{p_{obase}}{p_0}$	$\alpha^2 - r^2 - 4\zeta_d \zeta \alpha r^2$	$2\zeta_d \alpha r + 2\zeta r(\alpha^2 - r^2)$
5	$\ddot{u}_{0g} e^{i\omega t}$	$ u_0 $	$\frac{\omega_n^2 u_0}{\ddot{u}_{0g}}$	$\alpha^2(1 + \mu) - r^2$	$2\zeta_d \alpha r(1 + \mu)$
6	$\ddot{u}_{0g} e^{i\omega t}$	$\ddot{u}_0 + \ddot{u}_{0g}$	$\frac{\ddot{u}_0 + \ddot{u}_{0g}}{\ddot{u}_{0g}}$	$\alpha^2 - r^2 - 4\zeta_d \zeta \alpha r^2$	$2\zeta_d \alpha r + 2\zeta r(\alpha^2 - r^2)$
7	$\ddot{u}_{0g} e^{i\omega t}$	$u_0 + u_{0g}$	$\frac{\omega_n^2(u_0 + u_{0g})}{\ddot{u}_{0g}}$	$\frac{\alpha^2 - r^2 - 4\zeta_d \zeta \alpha r^2}{r^2}$	$\frac{2\zeta_d \alpha r + 2\zeta r(\alpha^2 - r^2)}{r^2}$

ku

$$C = (\alpha^2 - r^2)(1 - r^2) - \alpha^2 r^2 \mu - 4\zeta_d \zeta \alpha r^2 \quad (5.41),$$

$$D = 2\zeta_d \alpha r(1 - r^2 - r^2 \mu) + 2\zeta r(\alpha^2 - r^2) \quad (5.42).$$

Vlerat optimale të parametrave ζ_d dhe r mund të gjenden duke zbatuar veprimet $\frac{\partial R_i}{\partial \zeta_d} = 0$ dhe $\frac{\partial R_i}{\partial r} = 0$ dhe pastaj me veprime të caktuara algebrike të gjenden vlerat optimale.

5.3 Rasti i strukturës me shumë shkallë lirie

Ekuacioni modal i cili përshkruan sjelljen e një strukture me n shkallë lirie (shih Fig. 5.10) jepet me anën e shprehjes (5.43) në vijim [19]:

Në këtë paragraf do të supozohet se struktura e paraqitur në Fig. 5.10 këtu posshtë i është nënshtruar veprimit të forcave periodike të dhëna me shprehjen në vijim (5.43):

$$\mathbf{p}(t) = \begin{bmatrix} p_1(t) \\ p_j(t) \\ \vdots \\ p_n(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} |p_1| \cos(\omega t - \psi_1) \\ |p_j| \cos(\omega t - \psi_j) \\ \vdots \\ |p_n| \cos(\omega t - \psi_n) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{Re}(p_1 e^{i\omega t}) \\ \text{Re}(p_j e^{i\omega t}) \\ \vdots \\ \text{Re}(p_n e^{i\omega t}) \end{bmatrix} \quad (5.43).$$

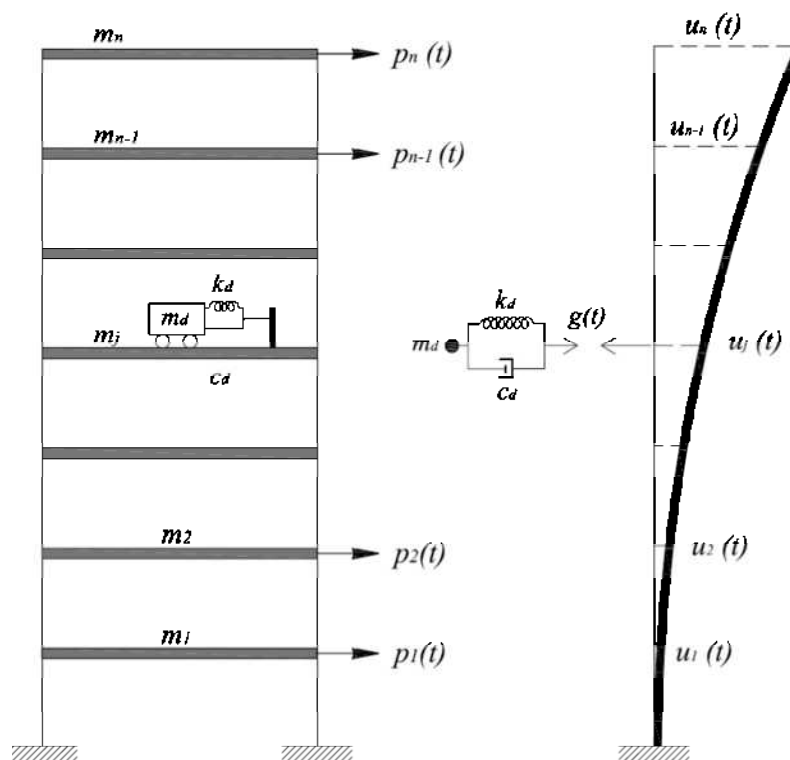


Fig. 5.10 Modeli matematikor i strukturës (ramës) me shumë (n) shkallë lirie bashkë me SHMK-në e pozicionuar në katin j .

Në Fig. 5.10, më lart, është paraqitur modeli matematikor i strukturës shumëkatëshe së bashku me rezultatën e forcës së shuarësit masë e kalibruar në njërin nga katet, për shembull kati j (shkalla e lirisë j). Duke pasur parasysh që aplikimi i SHMK-së mundëson të shuhet vetëm njëra nga format e lëkundjeve të strukturës primare (ramës shumëkatëshe, në rastin tonë), atëherë është zgjedhur njëra nga këto forma - forma ϕ_k (në praktikë zakonisht zgjidhet forma e parë e lëkundjeve ϕ_k , për arsye efektiviteti). Një kërkesë e veçantë që ka të bëjë me përzgjedhjen e formës së lëkundjeve është ajo që në shkallën e j -të të lirisë duhet $\phi_{kj} \neq 0$, në mënyrë që komponenta shuarëse e modelit të SHMK-së të jetë e aftë të absorbojë e më pastaj të disipojë energjinë (thënë ndryshe, të jetë e aftë të kryejë punë). Kështu, forma ϕ_k e lëkundjeve shndërrohet në *formën e kontrolluar* të strukturës, ndërsa forca $g_j(t)$ është *forca e kontrollit* pasiv.

Dekompozimi modal i reagimit sipas zhvendosjeve jepet me shprehjen (5.44) dhe konsiderohet të jetë i dominuar nga forma e përzgjedhur e lëkundjeve ϕ_k :

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{k=1}^n \phi_k q_k(t) = \Phi \mathbf{q}(t) \quad (5.44),$$

ku $\mathbf{q}(t)$ - është koordinata modale e formës së përzgjedhur të lëkundjeve.

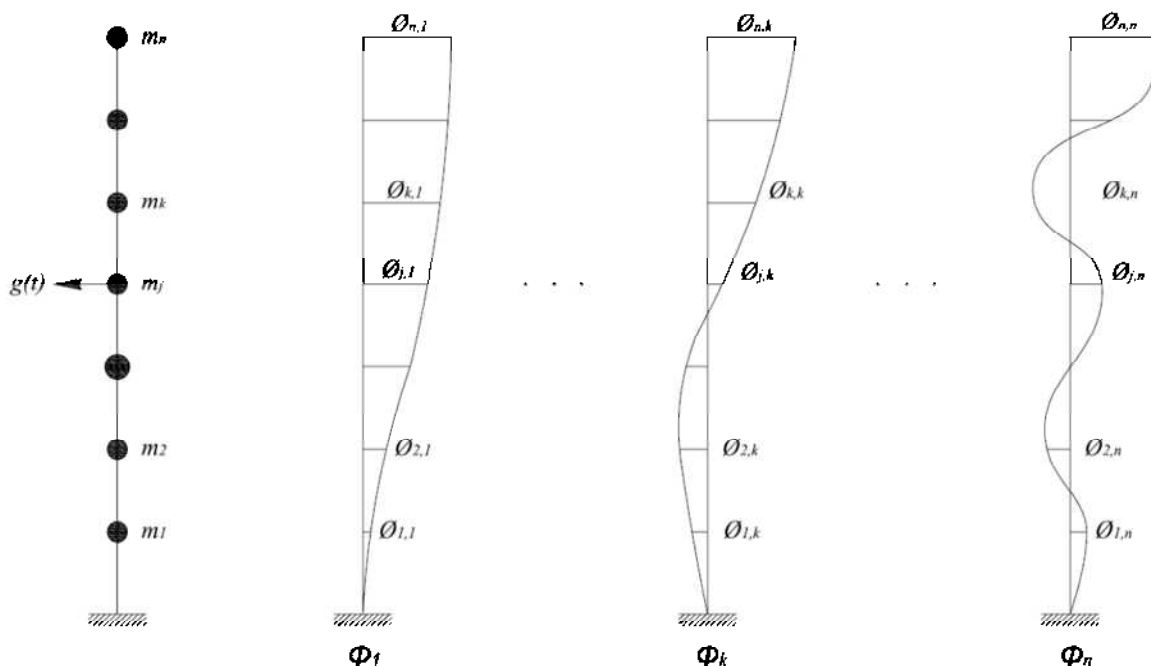


Fig. 5.11 Modeli matematikor i strukturës (ramës) me n shkallë lirie bashkë me format e lëkundjeve.

Shprehja (5.44) nënkupton që zhvendosja e strukturës primare në pikën e lidhjes së SHMK-së (kati j) merr vlerën:

$$\mathbf{u}(t) = u_j(t) \approx \Phi_j q(t) \quad (5.45).$$

Në këtë mënyrë, struktura primare "qeveriset" nga ekuacioni (5.46) në vijim:

$$m\ddot{q}(t) + c\dot{q}(t) + kq(t) = p(t) + \Phi_j g(t) \quad (5.46),$$

ku

– m - masa modale

$$m = \Phi^T \mathbf{M} \Phi;$$

– c - shuarja modale

$$c = \Phi^T \mathbf{C} \Phi;$$

– k - shtangësia modale

$$k = \Phi^T \mathbf{K} \Phi;$$

– $p(t)$ - forca e jashtme modale e

$$p(t) = \Phi^T \mathbf{p}(t).$$

Është e rëndësishme të vërehet që forca modale e kontrollit në shprehjen (5.46) shndërrohet në $\Phi_j g(t)$. Së bashku me vektorin e forcave dinamike të dhëna me shprehjen (5.43), forca modale nga forcat e jashtme shndërrohet në

$$p(t) = \Phi_1 \text{Re}(p_1 e^{i\omega t}) + \dots + \Phi_n \text{Re}(p_n e^{i\omega t}) \text{ ose}$$

$$p(t) = \text{Re} [(\Phi_1 |p_1| e^{-i\psi_1} + \dots + \Phi_n |p_1| e^{-i\psi_n}) e^{i\omega t}] = \text{Re}(p_0 e^{i\omega t}) \quad (5.47),$$

ku amplituda komplekse e ngarkesës modale p_0 jepet me shprehjen (5.48):

$$p_0 = (\Phi_1 |p_1| e^{-i\psi_1} + \dots + \Phi_n |p_1| e^{-i\psi_n}) \quad (5.48).$$

Përdorimi i shprehjeve (5.45) dhe (5.46) shpie deri tek ekuacionet e lëkundjeve të shprehura përmes zhvendosjes $u(t)$ të pikës j - vendit ku SHMK-ja lidhet për strukturën primare, si vijon:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = P(t) + g(t) \quad (5.49),$$

ku

$$M = \frac{m}{\Phi_j^2} = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{\Phi_j^2}$$

$$C = \frac{c}{\Phi_j^2} = \frac{\Phi^T \mathbf{C} \Phi}{\Phi_j^2}$$

$$K = \frac{k}{\Phi_j^2} = \frac{\Phi^T \mathbf{K} \Phi}{\Phi_j^2}$$

$$P(t) = \frac{p(t)}{\Phi_j^2} = \text{Re}(p_0 e^{i\omega t}).$$

Ndërkaq, ekuacioni diferencial i cili "qeveris" me sjelljen dinamike të SHMK-së jepet me shprehjen (5.50):

$$m_d \ddot{u}_d(t) + c_d \dot{u}_d(t) + k_d u_d(t) = g(t) \quad (5.50),$$

ndërsa forca e kontrollit me

$$g(t) = k_d(u_d(t) - u(t)) + c_d(\dot{u}_d(t) - \dot{u}(t)) \quad (5.51).$$

Me eliminimin e $g(t)$ - së nga shprehjet (5.49) dhe (5.50) fitohet shprehja (5.51) dhe (5.52):

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) - k_d(u_d(t) - u(t)) - c_d(\dot{u}_d(t) - \dot{u}(t)) = P(t) \quad (5.51),$$

$$m_d \ddot{u}_d(t) + c_d \dot{u}_d(t) + k_d u_d(t) + k_d(u_d(t) - u(t)) + c_d(\dot{u}_d(t) - \dot{u}(t)) = 0 \quad (5.52).$$

Nëse krahasohen shprehjet (5.51) dhe (5.52) me shprehjet (5.2) dhe (5.3) (për $\ddot{u}_{g0}(t) = 0$), shihet qartë që janë të njëjta, me dallimin që në shprehjen (5.51) na

paraqitet *masa modale* M e formës së k - të të lëkundjes (e sistemit me një shkallë lirie po ashtu), *shtangësia modale* K dhe *shuarja modale* C e formës së k - të të lëkundjes (në vend të parametrave fizikë m , c dhe k . Në këtë rast raporti i masave të modelit është:

$$\mu^* = \frac{m_d}{M} \quad (5.53).$$

Esencialisht modeli matematikor i reagimit është po ai i dhënë në *Fig. 5.1*, ndërsa në *Fig. 5.12*, këtu poshtë, është paraqitur po i njëjti model, por në formën e një sistemi *sustë-masë-shuarës* me dy shkallë lirie.

Duhet theksuar se metodat e prezantuara këtu lart janë metoda të cilat nuk e marrin në konsideratë shuarjen e strukturës primare. Dekadave të fundit, janë bërë përpjekje të shumëfishta për gjetjen e një zgjidhjeje në formë të mbyllur (sikurse për rastin kur shuarja e strukturës primare $\zeta = 0$ - zgjidhja klasike).

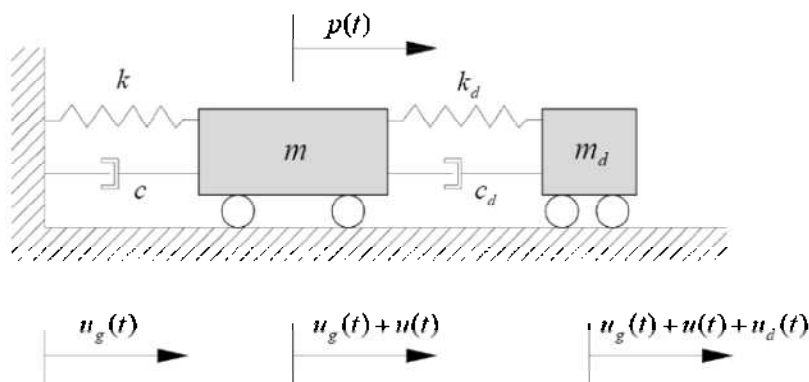


Fig. 5.12 Modeli i thjeshtuar matematikor i strukturës së reduktuar në sistem me një shkallë lirie (forma e k - të e lëkundjeve) nën ndikimin e forcës së gjeneralizuar $P(t)$ dhe shuarësit masë e kalibruar (SHMK-së).

Gjithsesi, edhe me përdorimin e shprehjeve (5.38) dhe (5.39) [49], ekuacionet (5.51) dhe (5.52) japin rezultate të kënaqshme, duke marrë parasysh që, për strukturat e rëndomta inxhinierike, shuarja ζ është patjetër e vogël, ndërsa raporti $\mu^* = \frac{m_d}{M}$ është po ashtu jo më i madh se 0.10. Kohëve të fundit, përafrime analitike janë bërë nga Asami dhe Ishihara, duke përdorur teknikat e perturbacionit [51]. Po ashtu, njëri prej kriterëve të optimizimeve i quajtur "Metoda H_2 ", si dhe "Metoda H_∞ ". H_∞ , norma e funksionit skalar të transferit $G(z)$, definohet me

$$\|G(z)\|_{\infty} = \underbrace{\max}_z |G(z)| \quad (5.54).$$

D.m.th., norma H_{∞} paraqet amplitudën maksimale të vlerës absolute të funksionit të transferit $G(z)$. Përndryshe, vlera absolute e funksionit të transferit $G(z)$ njihet edhe si faktori dinamik i amplifikimit.

Në këtë punim, nuk do të ndalemi në këtë qasje, ndërsa lexuesi i interesuar mund të konsultojë literaturën e specializuar të dhënë në referencë [52].

5.4 Çështje që kanë të bëjnë me projektimin e SHMK - së

Duke u bazuar në teorinë e zhvilluar në paragrafin 5.3, më lart, mund të zhvillohet procedura që ka të bëjë me projektimin e SHMK-së.

Hapi i parë në projektimin e një SHMK-je është marrja e vendimit për përfitimin (adoptimin) e parametrave optimalë të shuarësit: α dhe $\zeta_{d,opt}$. Këta dy parametra do të gjenden përmes procedurave të optimizimit të cekura më sipër: procedura H_{∞} - për rastin kur ngarkesat e jashtme të cilat manifestohen përmes paraqitjeve periodike (p.sh. ngarkesat të cilat lindin si pasojë e aktiviteteve njerëzore, siç janë ecja, vrapimi, kërcimi apo vallëzimi), procedura H_2 - për rastin e ngarkesave me shtrirje të gjerë dhe karakter stokastik, siç janë erërat dhe tërmetet.

Hapi i dytë është identifikimi i formës së k -të të lëkundjeve të strukturës primare për t'u shuar. Duke e shfrytëzuar trajtën e kësaj forme të lëkundjeve formësohet sistemi me dy shkallë lirie, siç është i paraqitur në *Fig. 5.12*, këtu sipër. Nëse bëhet fjalë për struktura të rehabilituara, atëherë, karakteristikat fizike të strukturës ekzistuese (M , C , K) dhe ato rrjedhëse, ζ do të duhej caktuar nga testimet reale (me ndonjërin nga metodat e analizës modale eksperimentale, siç është ajo e lëkundjeve të mjedisit - *anglisht: ambient vibration*), pasi që modeli nuk mund të mbështetet mbi modelet analitike (matematikore) apo numerike.

Sikurse e cekur edhe më heret, një vlerë e pasaktë e frekuencës së kalibrimit (frekuenca e normalizuar $\alpha = \omega_d/\omega_n$) redukton deri në paefektshmëri të plotë shuarësin masë e kalibruar.

Hapi i tretë konsiston në përzgjedhjen e masës μ^* të shuarësit masë e kalibruar (SHMK) në pajtim me shprehjen (5.53). Raporti i masave së bashku me parametrat optimalë α dhe $\zeta_{d,opt}$ përzgjidhen në atë mënyrë që të mund të kënaqet kriteri i një niveli të pranueshëm të reagimit të strukturës (kriteri i komoditetit, p.sh. - shih Kapitullin e katërt të punimit) apo edhe i përcaktuar nga ndonjë rregullore, standard etj.

5.5 Projektimi i shuarësit masë e kalibruar (SHMK) – faza eksperimentale

5.5.1 Vizitë kapitullit të parë

Materialet të cilat përdoren në ditët e sotme në inxhinierinë e ndërtimit janë kryesisht materiale vetitë e të cilave janë konstante për gjithë jetëgjatësinë e parashikuar të konstruksionit. Gjendja energjetike e materialeve të përdorura në masë të madhe varet nga karakteristikat fizike dhe, po në masë të madhe, nga vetë shtangësia e materialit, respektivisht nga moduli i elasticitetit (apo Young-ut) E , si dhe nga shtangësia e elementit k . Përderisa i pari është veçori e materialeve specifike, i dyti ka të bëjë edhe me gjeometrinë e prerjes tërthore si dhe shpërndarjen hapësinore të masës së elementeve strukturore. Përderisa të hasura të pothuajse secila biostrukturë (struktura të krijuara nga natyra), rrallëherë deri tani ka ndodhur që shtangësia e elementeve strukturore të ketë aftësi të caktuara siç janë përshtatja ngarkesave të jashtme, apo edhe aftësia për të ndryshuar në varësi të intensitetit të këtyre ndikimeve. Një tendencë e kësaj natyre u vu në vepër nga inxhinieri i dalluar francez Freyssinet, përafërsisht 50 vjet më parë, në formën e parandërjes së elementeve nga betoni i armuar dhe, kjo teknologji, tani në një formë të avancuar, është shndërruar në diçka pothuajse të rëndomtë kur bëhet fjalë për struktura konvencionale me hapësira drite më të mëdha. Gjithsesi, tri-katër dekadat e fundit, intensivisht është hulumtuar dhe eksperimentuar në implementimin e metodave pasive, gjysmë-aktive dhe aktive në kontrollin e strukturave inxhinierike dhe tani është bërë pothuajse e zakonshme që veprat e artit, si urat për këmbësorë, urat me hapësira të mëdha drite, urat e varura, kullat e telekomunikacionit, objektet e larta etj., të pajisen me mekanizma për absorbim e më pastaj edhe disipim të energjisë,

kryesisht për të arritur një qëllim të vetëm – rritjen e mirëqenies (komoditetit) të shfrytëzuesve, d.m.h. zvogëlimin e lëkundjeve të padëshiruara (shih Kapitullin 4 të këtij punimi).

Në Fig.5.13, më poshtë, është paraqitur një skicë e dorës së njeriut së bashku me eshtrat (umeri, braquial-i) muskulin (bicepsin) dhe në mënyrë skematike është treguar rrjedhja e forcave brenda saj në rastin kur mekanizmi aktivizohet për të ngritur ndonjë gjësend. Një karakteristikë themelore e kësaj biostrukture mund të konsiderohen pikërisht ato të cekura pak më lartë: aftësia për t'u adaptuar dhe mundësia për të ndryshuar shtangësinë e muskulit. Kjo bëhet e mundur pikërisht nga afiniteti i dorës për t'u pajisur me energji nga "jashtë". Duke qenë se muskuli përbëhet nga dy njësi organike: *actin* – i dhe *miosin* – i [53], ky furnizim me energji kimike bën që të vijë deri tek një zhvendosje relative në mes këtyre dy njësive, duke ndryshuar konfiguracionin e "prindit" – *sarcomer*–it. E tërë kjo rezulton me ndryshimin e modulit të elasticitetit (shtangësisë së "materialit") të muskulit, me çka vjen deri tek ndryshimi i gjendjes së nderjeve në dorën e njeriut (pjesë e së cilës është muskuli) dhe, rrjedhimisht, rezulton me lëvizjen/ngritjen e objektit të kapur. Shembuj të tillë do të mund të jepeshin tepër shumë, kur bëhet fjalë për biostrukturat.

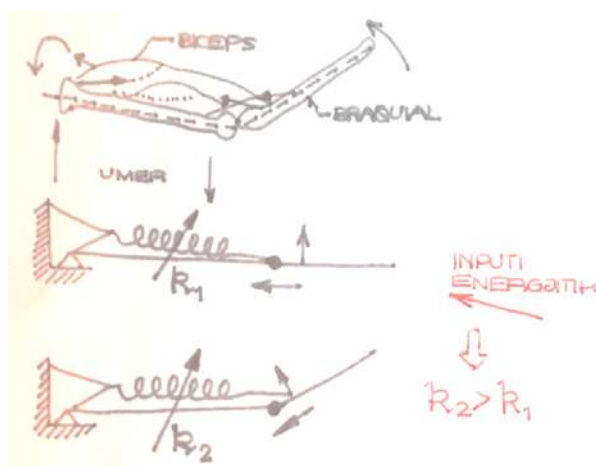


Fig.5.13 Lart: muskujt, ligamentet dhe tendonët; në mes: bicepsin me shtangësi fillestare k_1 ; poshtë: mekanizmi i lëvizjes vihet në veprim pas prurjes (inputit) energjetike dhe rritjes së shtangësisë së bicepsit në k_2 .

5.5.2 Eksperimenti

Parimi i funksionimit të muskulit të dorës së njeriut, i treguar në *Fig. 5.13*, është duke u implementuar me sukses të plotë në strukturat inxhinierike të cilat projektohen sipas parimit të kontrollit gjysmë-aktiv apo aktiv, kryesisht në shtetet me ekonomi të zhvilluar, siç janë SHBA, Japonia, Kina etj.

Mirëpo, ky parim (por në fazën e tij finale) është përdorur edhe në eksperimentin i cili është pjesë integrale e këtij punimi doktoranture. Gjithsesi, bëhet fjalë për një kontroll pasiv, por është pikërisht shtangësia parametri me të cilin do të manipulohet gjatë eksperimentit dhe se efekti optimal i masës shuarëse do jetë pikërisht lartësia/pozita optimale h_{opt} e masës sekondare, pozitë për të cilën reagimi dinamik i masës primare do të jetë minimal.

Në *Fig. 5.14*, këtu më poshtë, jepet skica e eksperimentit të kryer, ndërsa në *Fig. 5.15* tregohet fotoja e modelit fizik para fillimit të fazës eksperimentale.

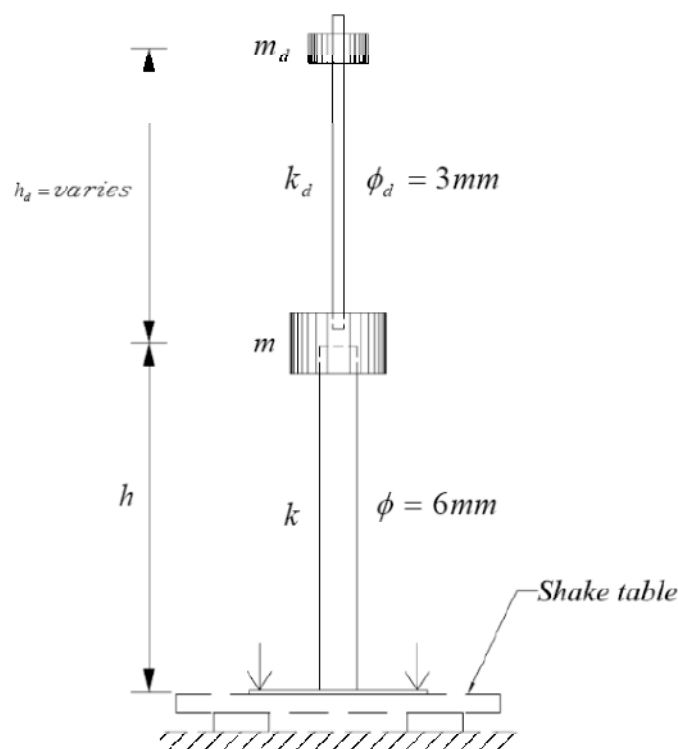


Fig. 5.14 Modeli matematikor i strukturës me dy shkallë lirie. Në pozitën optimale, d.m.th. kur $h_a = h_{d,opt}$ reagimi dinamik i strukturës primare m do të jetë minimal.



Fig. 5.15 Modeli eksperimental i strukturës me dy shkallë lirie – gjatë shqyrtimit (Testi 2, Hapi nr. 12).

Eksperimenti i treguar në *Fig. 5.14* përkon me simulimin e një kulle televizive hipotetike. Dimensionet dhe masat janë dhënë asisoji që struktura të jetë tejet fleksibile, me qëllim që të nxirret në pah në mënyrë sa më efektive dobia e aplikimit të masës së sipërme (struktura sekondare) m_d , e cila në pozitën e saj optimale luan rolin e shuarësit masë e kalibruar (SHMK–së) dhe, siç do të shihet edhe në rezultatet e eksperimentit, më tej në punim, ka një aftësi mbresëlënëse që të absorbojë dhe më pastaj të arrijë të shuajë një sasi të konsiderueshme të inputit energjetik të futur në strukturë përmes tavolinës vibruese (shih *Fig. 5.15* këtu lartë).

Si ngarkesë e jashtme është zgjedhur ngarkesa periodike $p(t) = p_0 \sin(2\pi f_0 t)$, me amplitudë të zhvendosjes së tavolinës vibruese prej 2 deri 4 mm, në varësi të testit (Testi nr.1 deri Testi nr. 3). Në *Fig. 5.15a*, më poshtë, është paraqitur "print-screen"-i i inputit në tavolinën vibruese:

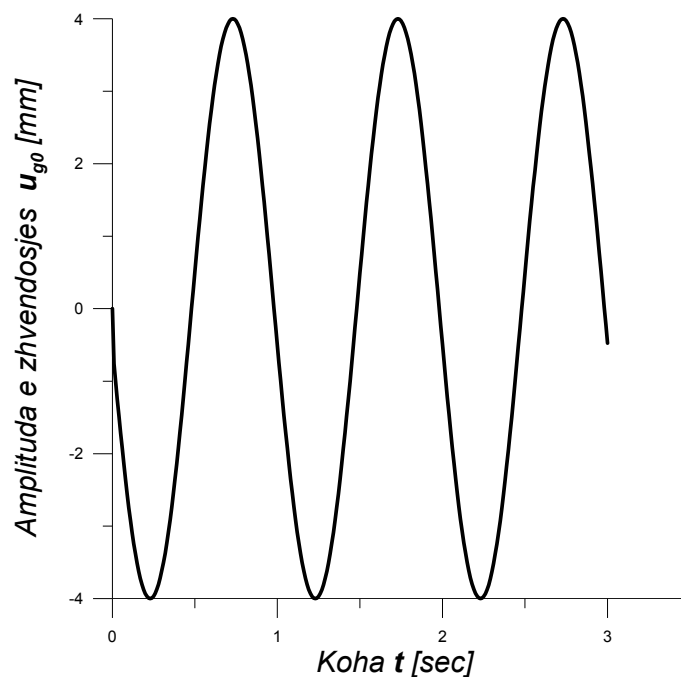


Fig. 5.15a "Print-screen" i inputit në tavolinën vibruese në trajtën e sinusoidës - sistemi DC90.

Ndërkaq, në Fig. 5.15b, në vazhdim, është paraqitur grafiku i varësisë së amplitudës së forcës përballë amplitudës së zhvendosjes së tavolinës vibruese.

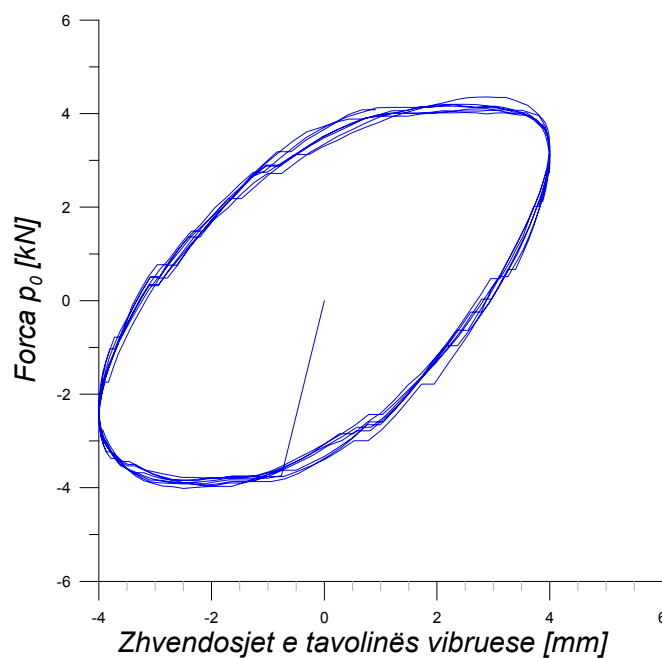


Fig. 5.15b Raporti forcë-zhvendosje e inputit në bazamentin e modelit të treguar në Fig. 5.15 (tavolina vibruese).

a) Masa primare m – përshkrimi

Siç mund të shihet në *Fig. 5.16*, struktura primare përbëhet nga një shufër e filetuar metali të klasës *S235*, me diametër $\phi 6\text{mm}$, gjatësi 625mm , në majën e së cilës është fiksuar (detaji i fiksimit, shih *Fig. 5.17*) masa primare me një peshë saktësisht $m = 367\text{ gr}$.

Duhet cekur se kjo i përket Fazës së parë të shqyrtimit (Testi nr.1). Gjatë kësaj faze janë kryer pesë matje, dhe atë përmes sensorëve *S1* deri *S3* (akselerometrave) të tipit *CXLO2LF1* të kompanisë *Digitexx*. Inputi në tavolinë vibruese ka qenë i tipit sinusoidal, i formës së paraqitur në *Fig. 5.18*, me një amplitudë $4, 4, 4, 3$ dhe 2 mm , si dhe frekuencë $f_{tv} = 1, 2, 3, 4$ dhe 5 Hz .

Në *Tabela 5.3*, këtu poshtë, jepen rezultatet përmbledhëse të fazës *Testi nr. 1*, e cila përmban 5 (pesë) shqyrtime gjatë të clave është ndryshuar frekuenca e lëkundjeve të tavolinës vibruese prej $f_0 = 1$ deri në $f_0 = 5\text{ Hz}$. Hetohet që sensorët (akselerometrat) S_1 dhe S_2 pësojnë si zhvendosje, po ashtu edhe shpejtime pothuajse të njëjta, ndërsa sensori S_3 ka dallime të konsiderueshme si në reagim sipas shpejtimit, po ashtu edhe sipas zhvendosjeve. Nga tabela shihet se zhvendosja maksimale e masës m të strukturës primare vjen për frekuencën $f_0 = 3\text{ Hz}$ dhe kap vlerën $u_m = 10.3435\text{ cm}$. Nga *Fig. 5.20 (FFT)* mund të shihet se reagimi maksimal arrihet për frekuencën $\sim 3\text{ Hz}$, që njëkohësisht është edhe *frekuenca e rezonancës* së strukturës primare. Ndërsa në *Tabela 5.4*, këtu poshtë, është bërë krahasimi në mes të frekuencave të përfituara me anën e softuereve *SAP2000 v15* [54] dhe softuerit të specializuar për analizë modale eksperimentale - *ARTeMIS*. Rezultatet e përfituara janë plotësisht të kënaqshme dhe vërtetojnë se modeli matematikor dhe ai eksperimental përputhen pothuajse plotësisht.

Tabela 5.3 Testi nr. 1. Rekapitulimi i vlerave maksimale të reagimit sipas shpejtimeve dhe zhvendosjeve (vlera absolute).

		Shpejtimi $\cdot 981 \left \left[\frac{cm}{s^2} \right] \right $			Zhvendosja $ [cm] $			
		Sensori nr.			Sensori nr.			
		S_1	S_2	S_3	S_1	S_2	S_3	
		Frekuenca e tavolinës vibruese $f_0 [Hz]$						
Shqyrtimi nr	1	1	0.1310	0.1346	0.1597	0.4886	0.4820	0.9658
	2	2	0.2780	0.2829	0.2028	0.7261	0.7270	1.4052
	3	3	0.5478	0.5773	2.6281	0.8802	0.8763	10.3435
	4	4	0.7340	0.7633	0.8826	0.5821	0.5806	2.1584
	5	5	0.7444	0.7653	0.3966	0.3993	0.3999	1.7157

Tabela 5.4 Test nr. 1. Rekapitulimi i vlerave të frekuencave dhe të shuarjes relative ζ të strukturës primare.

Forma e lëkundjes	Frekuenca Hz			Shuarja relative ζ në [%]
	SAP 200 v 15	ARTEMIS	Dallimi në [%]	
1	2.920	2.871	~2	1.649
2	3.021	2.997	~1	0.3133
3	6.250	6.187	~1	3.818

Në Fig.5.18, ndërkaq, janë paraqitur grafikisht shpejtimet përkatëse për sensorët S_1 , S_2 dhe S_3 , dhe atë për një interval kohor $t = 0 \div 10 \text{ sec}$. Ajo që mund të hetohet në këtë grafik është ngjashmëria pothuajse e plotë e shpejtimeve për sensorët S_1 dhe S_2 , gjë që mund të sqarohet shumë thjeshtë: sensori S_1 është i ngjitur për tavolinën vibruese, ndërsa sensorin S_2 është i vendosur mu në bazamentin e strukturës primare (shih Fig.5.16), nga edhe diferenca pothuajse inekzistente në mes të shpejtimeve të këtyre dy sensorëve (akselerometrave). Gjithsesi, sensorin S_3 reagon më tepër dhe në pikun e reagimit të tij ka një shpejtim ~19% më të lartë se sensorin S_1 , përkatësisht sensorin S_2 (shih Tabela 5.3, më sipër) - për Shqyrtimin e parë dhe, pothuajse ~380% - për Shqyrtimin e tretë (rasti i rezonancës).

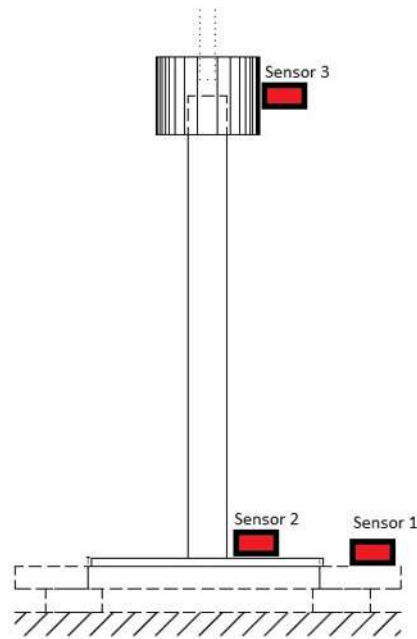


Fig.5.16 Struktura primare – konfigurimi dhe pozicioni i sensorëve S_1 , S_2 dhe S_3 .

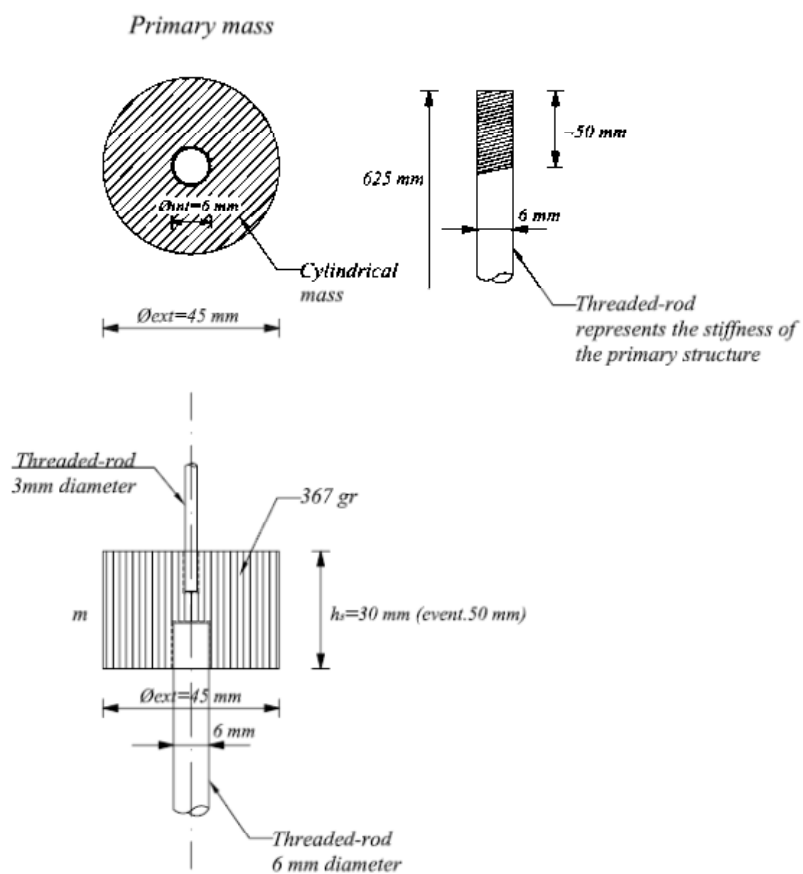


Fig.5.17 Struktura primare – detaji i fiksimit të masës primare për strukturën primare dhe vazhdimi i asaj sekondare

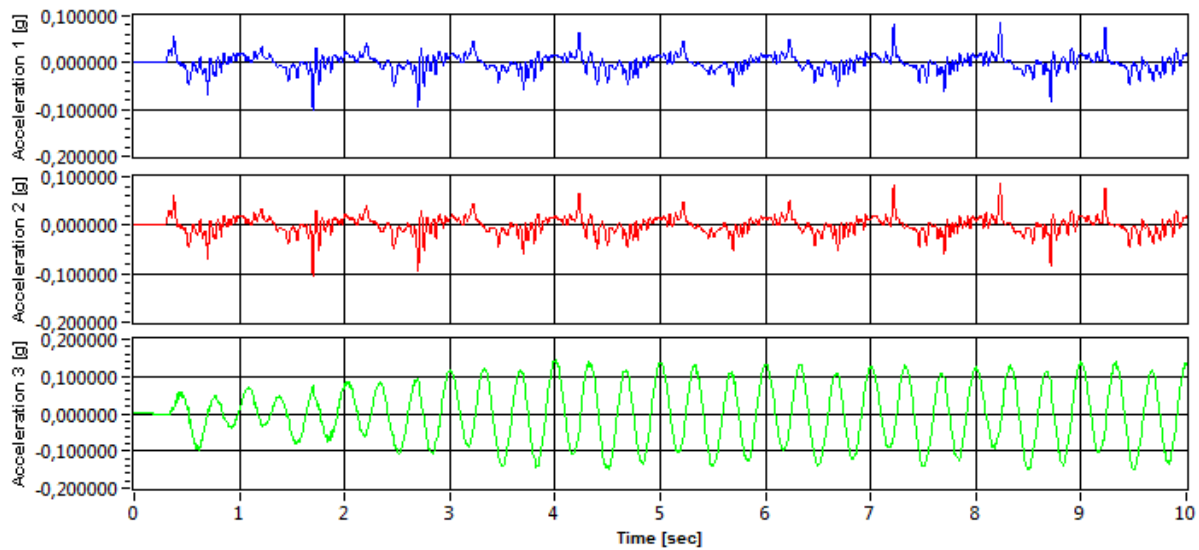


Fig. 5.18 Shpejtimet e regjistruara në sensorët (akselerografët) S_1 , S_2 dhe S_3 - Shqyrtimi nr 1 (shih Tabela 5.3).

Në Fig. 5.19, më poshtë, tregohet funksioni i reagimit dinamik të shpejtit vlerësues të frekuencave (*angl. frequency response function*) për rastin e rezonancës së strukturës primare (Shqyrtimi nr. 3 - Tabela 5.3), ndërkaq në Fig. 5.20 mund të shihet krahasimi i zhvendosjeve të masës primare përgjatë kohës t , dhe atë për vlera të frekuencave $f_0 = 1$ deri në $f_0 = 5$ Hz të tavolinës vibruese – bazamentit të strukturës.

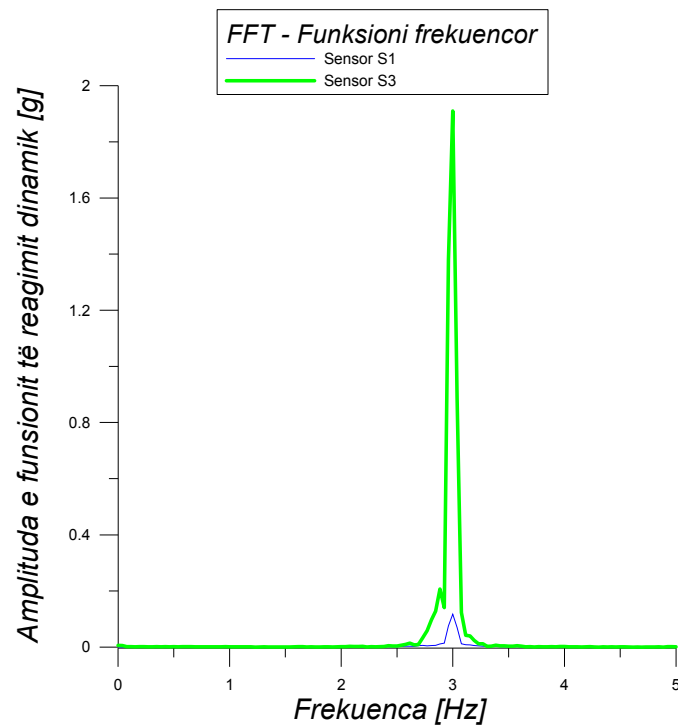


Fig. 5.19 Shpejtimet e regjistruara në sensorët (akselerografët) S_1 , S_2 dhe S_3 , Shqyrtimi nr 1 (shih Tabela 5.3)

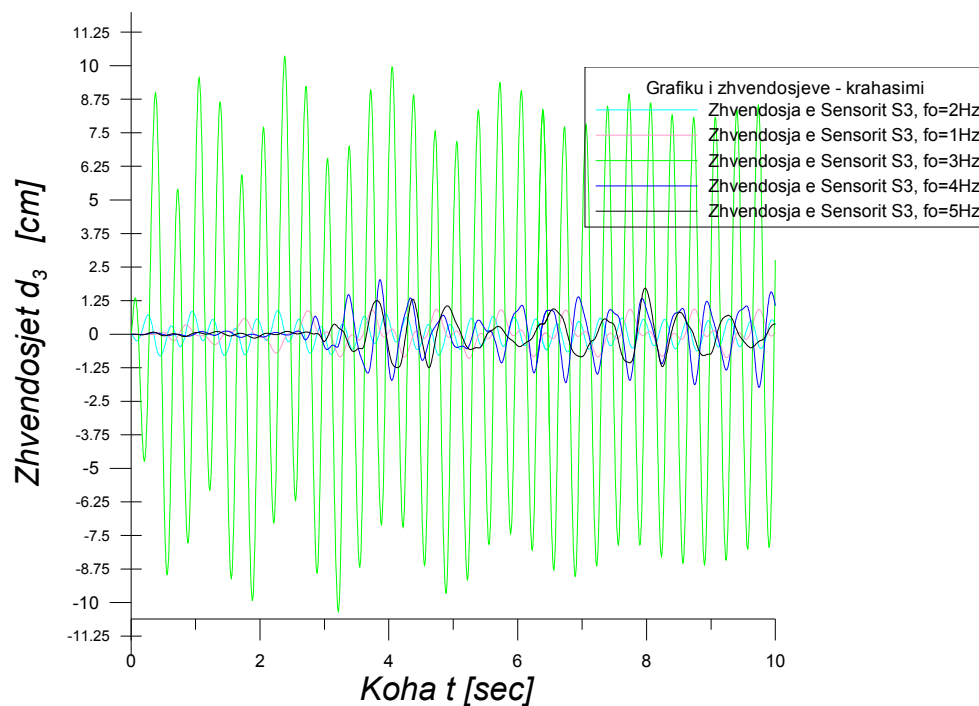


Fig. 5.20 Zhvendosjet e masës primare përgjatë kohës t për vlera të frekuencave $f_0 = 1$ deri në $f_0 = 5 \text{ Hz}$ të tavolinës vibruese – bazamentit të strukturës.

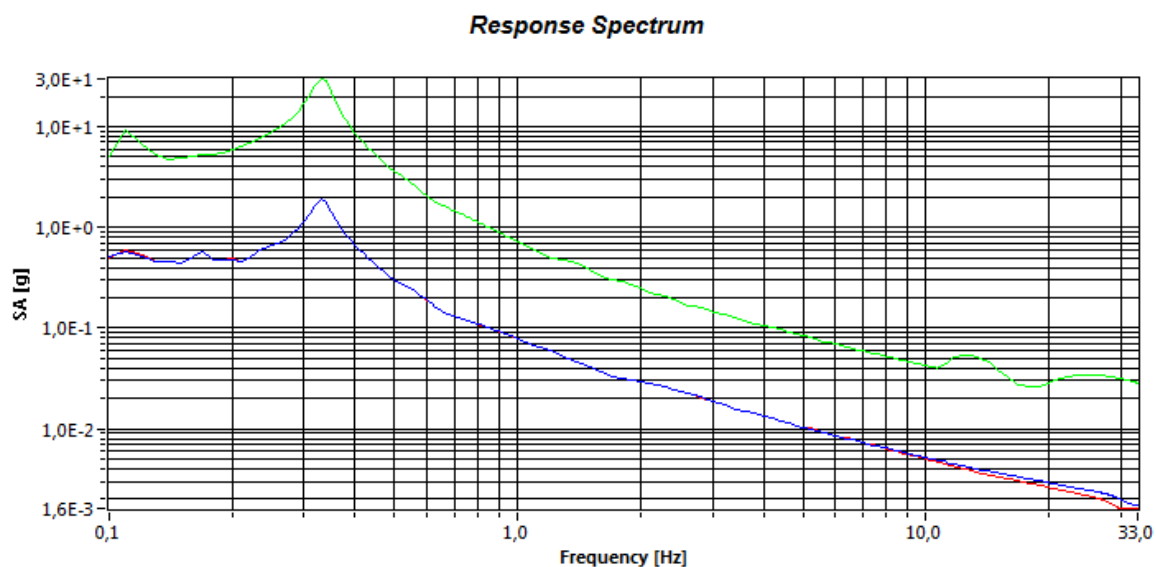


Fig. 5.21 Spektri i reagimit $SA [g]$ përballë frekuencave $[Hz]$ për strukturën primare. Ngjyra e gjelbër - sensori S_3 ; ngjyra e kaltër - sensori S_1 ; ngjyra e kuqe - sensori S_2 (shkalla logaritmike).

b) Masa primare m plus shuarësi masë e kalibruar – struktura me dy shakallë lirie

Siç mund të shihet në *Fig. 5.14*, struktura e modeluar përbëhet nga struktura primare, siç e përshkruam më lartë nën a) dhe struktura sekondare e përbërë nga një shufër e filetuar metali të klasës *S235*, me diametër $\phi 3mm$, gjatësi $410 mm$, në majën e së cilës është fiksuar (detaji i fiksimit është tejet i ngjashëm me *Fig. 5.17*) masa sekondare – masa e shuarësit masë e kalibruar (SHMK) me një peshë saktësisht $m_d = 20 gr$.

Filozofia e këtij eksperimenti tejet modest, por tejet domethënës, është që të imitohet sjellja e bicepsit (shih *Fig. 5.13*, dhe veçanërisht shigjetën e kuqe – inputi energjetik) të dorës së njeriut përmes ndryshimit të shtangësisë së strukturës primare, jo me ndihmën e ndonjë inputi energjetik nga jashtë, por me pozicionimin hapësinor (lartësia optimale e m_d , h_{opt}) të masës së shuarësit masë e kalibruar (SHMK-së). Kështu, masa m_d pëson zhvendosje përgjatë lartësisë pas secilit input (5 sish) të lëkundjeve të bazës (tavolina vibruese) me amplitudë të njëjtë $4 mm$ dhe frekuencë konstante $f_{tv} = 3 Hz$. Gjatë secilit hap, bëhet regjistrimi i reagimit dinamik të strukturës përmes sensorëve (akselerometrave S_1 , S_2 dhe S_3) të vendosur në pozita të caktuara, sipas *Fig. 5.22*. Pozita optimale e SHMK-së është ajo ($h = h_{opt}$) për të cilën zhvendosja e masës së strukturës primare m është minimale, $u_o = u_{o, min}$.

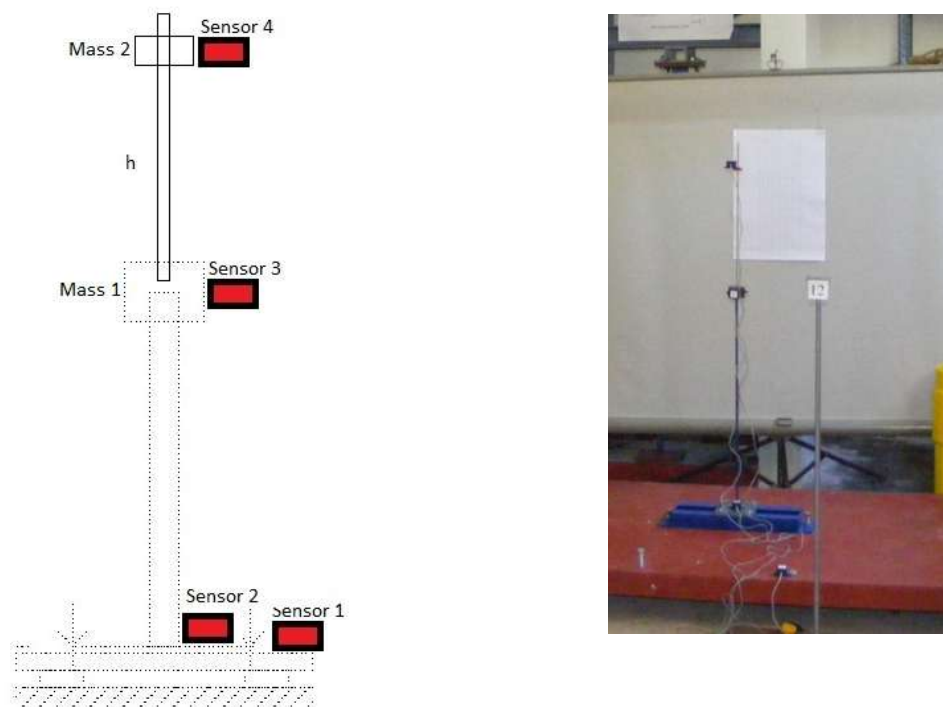


Fig. 5.22 Modeli fizik i strukturës me dy shkallë lirie (Mass 1 = struktura primare; Mass 2 = struktura sekondare (SHMK-ja) si dhe sensorët S_1 , $S_2 = inaktiv$, S_3 dhe S_4 , majtas - modeli analitik; djathtas - modeli eksperimental.

Duhet cekur se kjo i përket Fazës së dytë të shqyrtimit (Testi nr.2). Gjatë kësaj faze janë kryer pesë matje, dhe atë përmes sensorëve S_1 deri S_4 (akselerometrave) të tipit *CXLO2LF1* të kompanisë Digitexx [54]. Inputi në tavolinën vibruese ka qenë i tipit sinusoidal, i formës së paraqitur në *Fig. 5.18*, me një amplitudë 4, 4, 4, 4 dhe 4 mm, si dhe frekuencë $f_{tv} = 3 \text{ Hz}$.

Në *Tabela 5.5*, këtu poshtë, jepen rezultatet përmbljedhëse të fazës *Testi nr.2*, që përmban 5 (pesë) shqyrtime gjatë të cilave nuk është ndryshuar frekuenca e lëkundjeve të tavolinës vibruese, por është ruajtur përherë $f_{tv} = 3 \text{ Hz}$. Nga tabela shihet se zhvendosja minimale e masës m të strukturës primare vjen për pozitën $h_{opt} = 345 \text{ mm}$ dhe kap vlerën $u_m = 0.7573 \text{ cm}$. Nga *Fig. 5.20* (FFT), mund të shihet që reagimi maksimal arrihet për frekuencën $\sim 3 \text{ Hz}$, që njëkohësisht është edhe frekuenca e rezonancës së strukturës primare. Ndërsa në *Tabela 5.6*, këtu poshtë, është bërë krahasimi në mes të frekuencave të përfituara me anën e softuereve SAP2000 v15 dhe softuerit të specializuar për analizë modale eksperimentale - ARTeMIS. Rezultatet e përfituara janë plotësisht të kënaqshme dhe vërtetojnë se

modeli matematikor dhe ai eksperimental përputhen pothuajse plotësisht. Vërtetohet që frekuenca e strukturës është 2.232 Hz .

Tabela 5.5 Testi nr. 2. Rekapitulimi i vlerave maksimale të reagimit sipas shpejtimeve dhe zhvendosjeve (në vlera absolute) - pozita optimale e SHMK-së $h_{opt} = 345 \text{ mm}$.

		Shpejtimi $\cdot 981 \left \left[\frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \right] \right $			Zhvendosja $ [cm] $				
		Sensori nr.			Sensori nr.			Lartësia h [mm]	
Frekuenca e tavolinës vibruese f_0 [Hz]		S_1	S_3	S_4	S_1	S_3	S_4		
Shqyrtimi nr.	6	3	0.5244	0.1951	1.2026	0.5110	0.8746	3.6324	410
	7	3	0.4649	0.4536	1.6145	0.5331	1.4933	5.1312	307.5
	8	3	0.5508	0.7113	1.3666	0.4907	2.2159	4.2677	205
	9	3	0.5355	1.1792	2.1173	0.5075	3.4922	4.8519	102.5
	10	3	0.5384	0.2773	1.5569	0.5093	0.9779	5.0461	375.83
	11	3	0.4993	0.2570	1.6133	0.5581	1.0836	4.9778	341.67
	12	3	0.5045	0.2321	1.5934	0.5243	0.7573	4.8951	$h_{opt} = 358.75 \text{ mm}$

Tabela 5.6 Test nr. 2. Rekapitulimi i vlerave të frekuencave dhe të shuarjes relative ζ të strukturës primare.

Forma e lëkundjes	Frekuenca Hz			Shuarja relative ζ në [%]
	SAP 200 v 15	ARTEMIS	Dallimi në [%]	
1	2.362	2.232	~2	0.737
2	3.021	2.999	~1	0.478
3	4.970	4.485	~1	2.813

Në Fig.5.23, mund të shihet ndryshimi i zhvendosjeve të masës primare m në funksion të ndryshimit të pozitës së SHMK-së. Kështu, në pozitën optimale, shuarësi masë e kalibruar ka një efekt mbresëlënës: zhvendosjet e strukturës primare zvogëlohen prej $u_0 = 10.3435 \text{ cm}$ (rasti pas SHMK) në $u_0 = 0.7573 \text{ cm}$ (rasti me SHMK).

Sikundër i parashikuar, kontributi i "muskulit" në absorbimin dhe më pastaj disipimin e energjisë së futur në bazën e strukturës (forca harmonike me amplitudë 4 mm -

shih Fig.5.15a) është mbresëlënëse, duke pasur parasysh raportin e masës së shuarësit masë e kalibruar ndaj masës primare, që në këtë rast ka vlerën (sipas shprehjes 5.53) $\mu^* = \frac{m_d}{M} = \frac{20}{367} = 0.055$. Në anën tjetër, në Fig.5.24, është paraqitur grafikisht krahasimi i zhvendosjeve të bazës (sensori S_1), SHMK-së m_d (sensori S_4) dhe masës primare m (sensori S_3) me rrjedhjen e kohës t [sec].

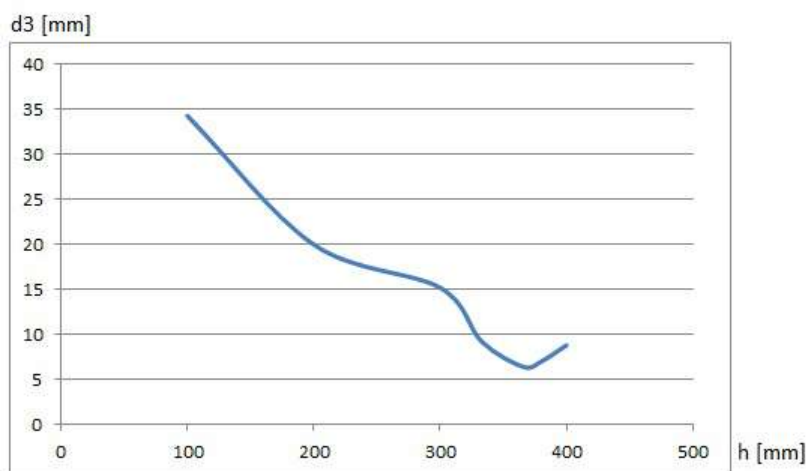


Fig. 5.23 Ndryshimi i zhvendosjeve të masës së strukturës primare m në funksion të pozitës ($h \dots [mm]$) së shuarësit masë e kalibruar (SHMK). Lartësia optimale rezulton $h_{opt} = 358.75 \text{ mm}$.

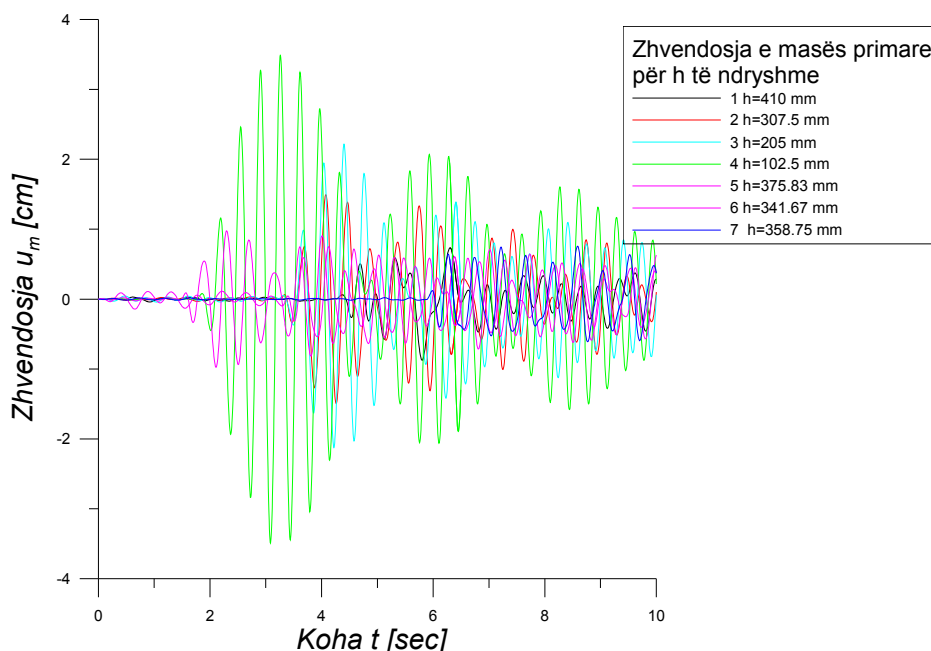


Fig. 5.24 Ndryshimi i zhvendosjeve të masës së strukturës primare m në funksion të kohës t dhe pozitës së SHMK-së ($h \dots [mm]$). Reagimi i strukturës për lartësinë optimale $h_{opt} = 358.75 \text{ mm}$ me ngjyrë të kaltër.

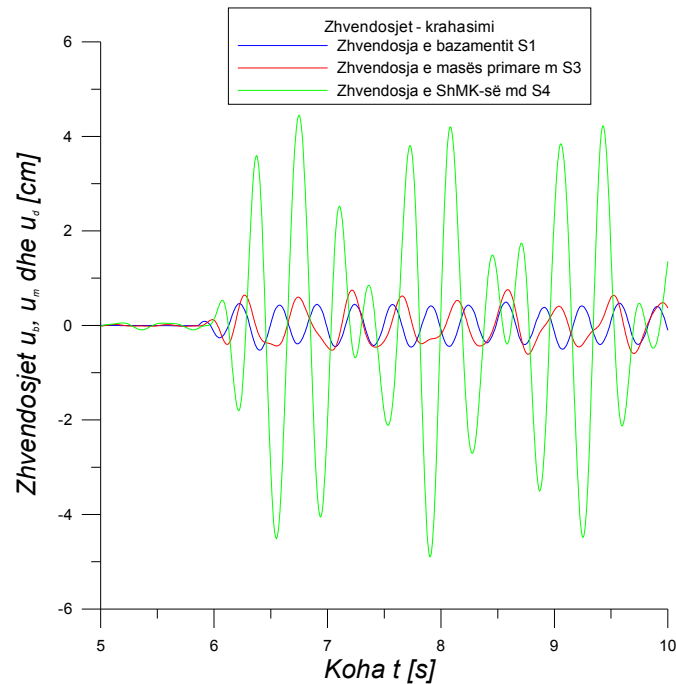


Fig. 5.25 Krahasimi i **zhvendosjeve** në mes të bazamentit (tavolina vibruese), masës së strukturës primare m dhe masës së SHMK – së në funksion të kohës t për pozitën optimale $h_{opt} = 358.75 \text{ mm}$ të SHMK - së

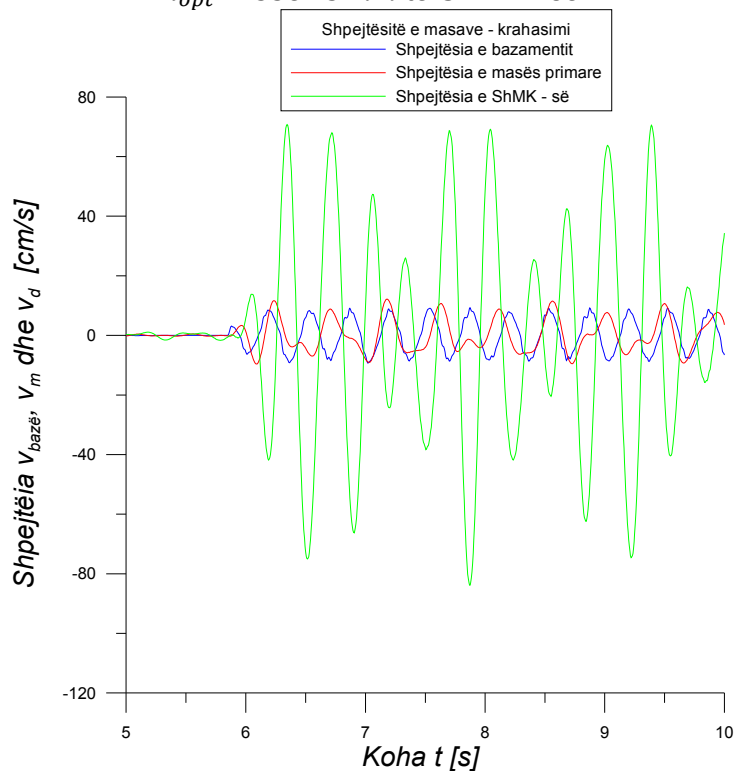


Fig. 5.26 Krahasimi i **shpejtësive** në mes të bazamentit (tavolina vibruese), masës së strukturës primare m dhe masës së SHMK-së në funksion të kohës t për pozitën optimale $h_{opt} = 358.75 \text{ mm}$ të SHMK-së.

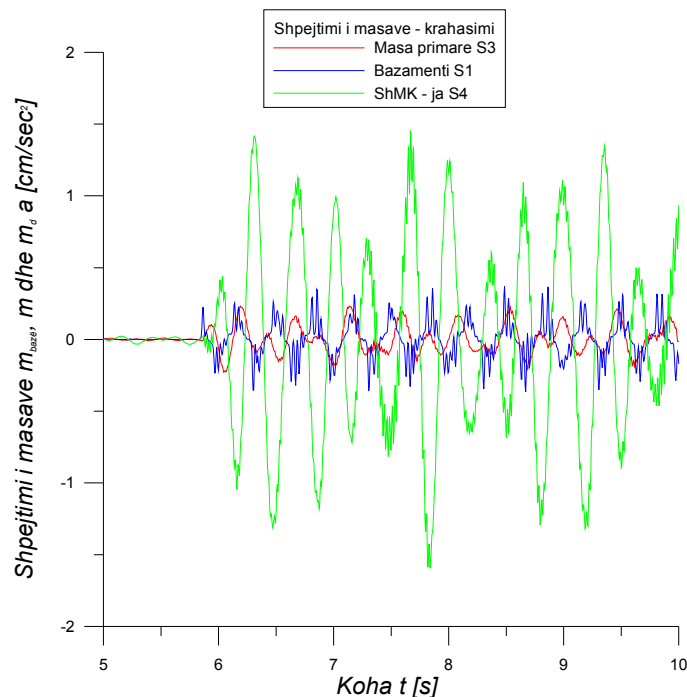


Fig. 5.27 Krahasimi i **shpejtimeve** në mes të bazamentit (tavolina vibruese), masës së strukturës primare m dhe masës së SHMK-së në funksion të kohës t për pozitën optimale $h_{opt} = 358.75$ mm të SHMK-së.

Në Fig.5.28, Fig.5.29 dhe Fig.5.30, në vazhdim, jepen disa krahasime tejet interesante e që kanë të bëjnë me dobinë e aplikimit të “muskulit” (SHMK-së) në disipimin e një sasive të konsiderueshme të energjisë së futur në strukturë.

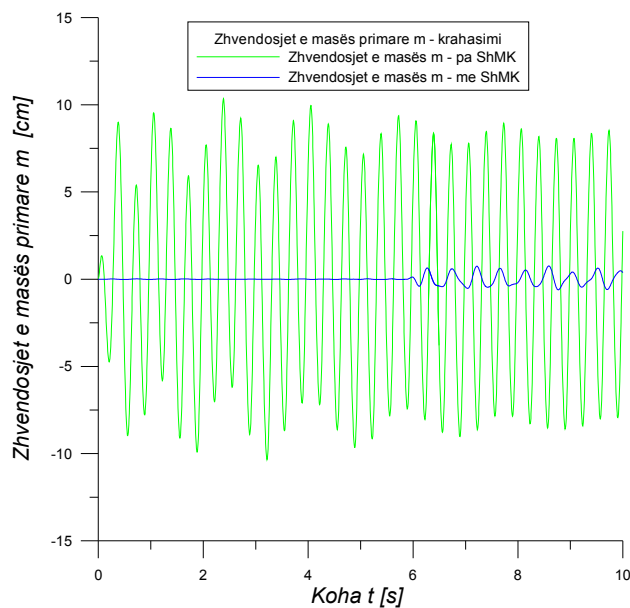


Fig. 5.28 **Zhvendosjet** e masës së strukturës primare m me SHMK (kaltër) dhe pa SHMK (gjelbër)–krahasimi për pozitën optimale $h_{opt} = 358.75$ mm të SHMK-së.

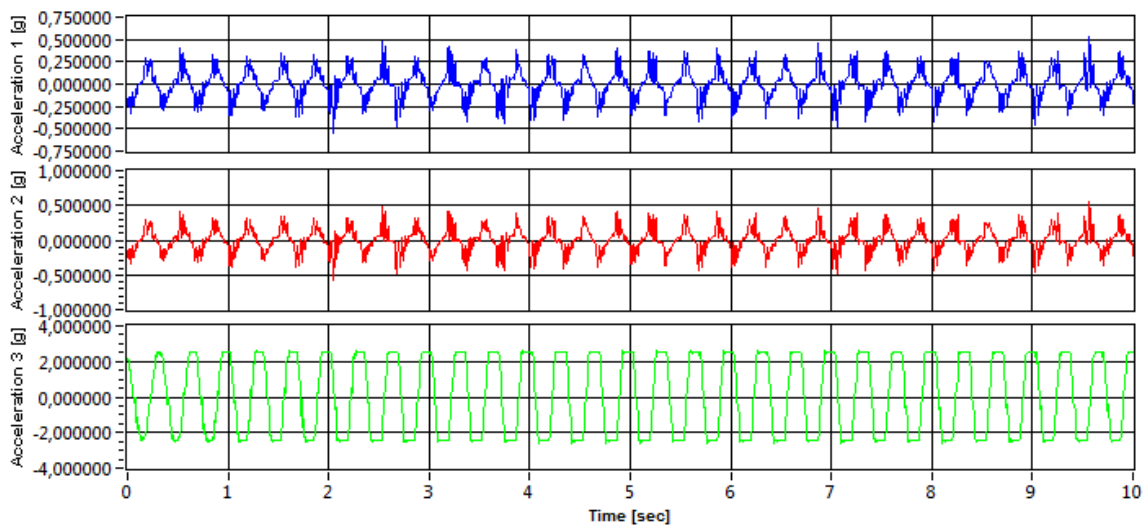


Fig. 5.29 Shpejtimet e masës së strukturës primare m pa SHMK (gjelbër) – me ngjyrë të kuqe shpejtimi i bazamentit të modelit (sensori S_2) dhe me ngjyrë të kaltër (sensori S_1).

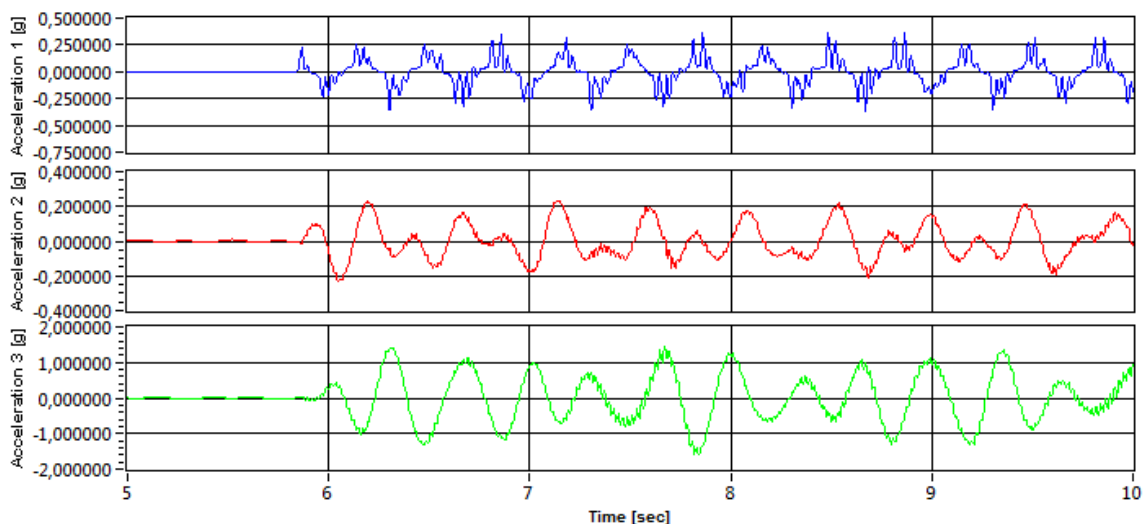


Fig. 5.30 Shpejtimet e masës së strukturës primare m me SHMK (kuq)–me ngjyrë të gjelbër shpejtimi i SHMK-së (sensori S_4) dhe me ngjyrë të kaltër shpejtimi i bazamentit (sensori S_1).

Duke qenë se forca prerëse në bazë varet kryesisht nga pseudoshpejtimi i masave (masës primare), në Fig. 5.31 është paraqitur një krahasim në mes të shpejtimeve që i merr masa primare m , si në rastin pa SHMK, po ashtu edhe në rastin kur e njëjta pajisjet me shuarës masë të kalibruar m_d .

Përfitimimi nga aplikimi i kësaj strukture pasive, që në thjeshtësinë e saj përmban një inteligjencë të fshehur, është pra tejtejet i madh dhe, siç mund të shihet edhe nga

figura, i njëjti shuarës arrin të absorbojë dhe më pastaj të disipojë një sasi të konsiderueshme të energjisë kinetike të futur në strukturë.

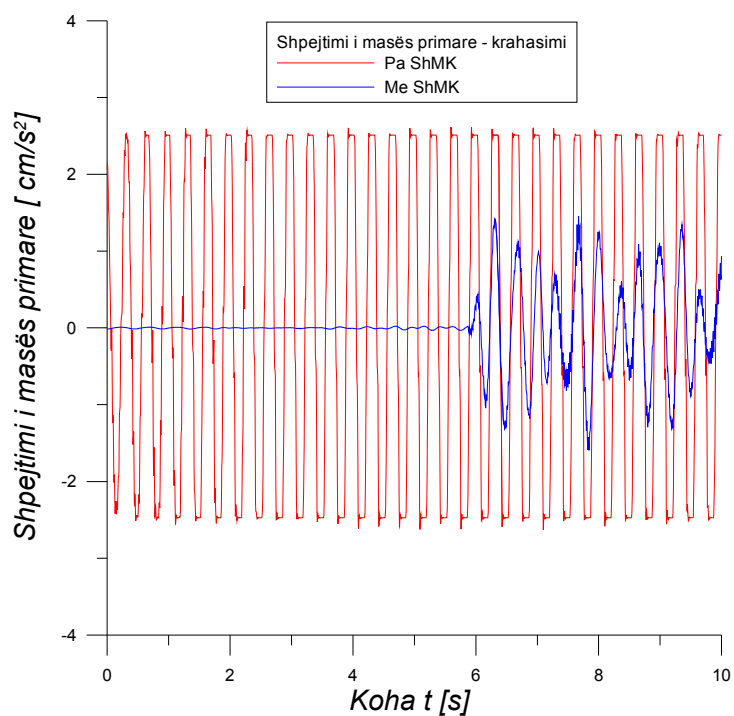


Fig. 5.31 Shpejtimi i masës së strukturës primare m pa SHMK (kuq) – me SHMK (kaltër).

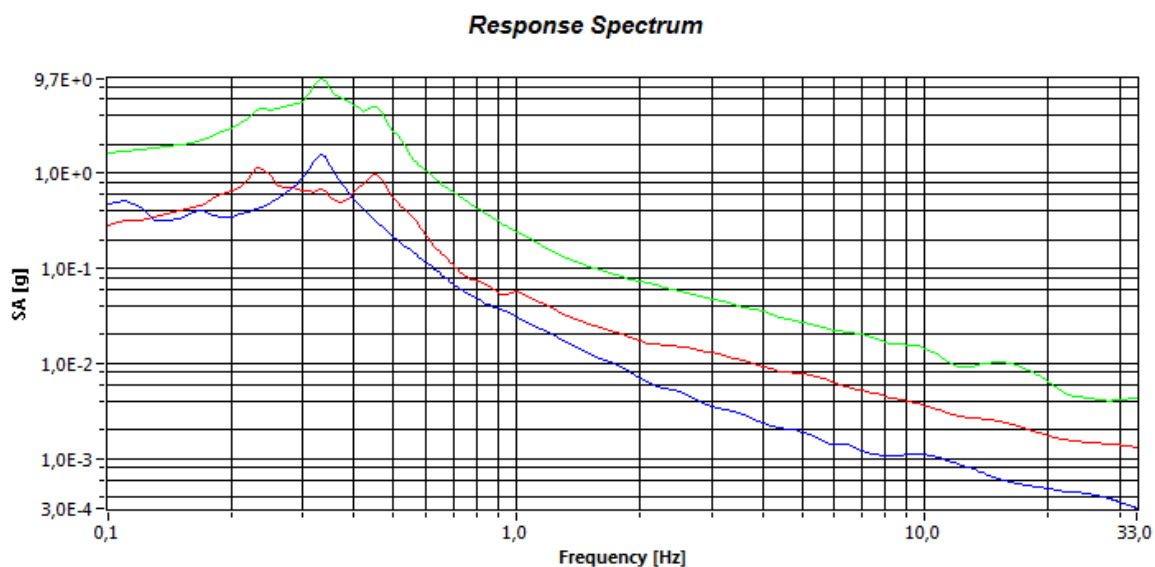


Fig. 5.32 Spektri i reagimit të strukturës me dy shkallë lirie (struktura primare dhe SHMK-ja). Lakorja e gjelbër-SHMK; lakorja e kuqe - masa primare; lakorja e kaltër - bazamenti (shkalla logaritmike).

Ndërkaq, në Fig.5.33 mund të shihet lakorja e reagimit sipas frekuencave (*angl. frequency response function*), në të cilën qartazi mund të evidentohen frekuencat natyrore të strukturës siç është dhënë në *Tabela 5.6* më sipër.

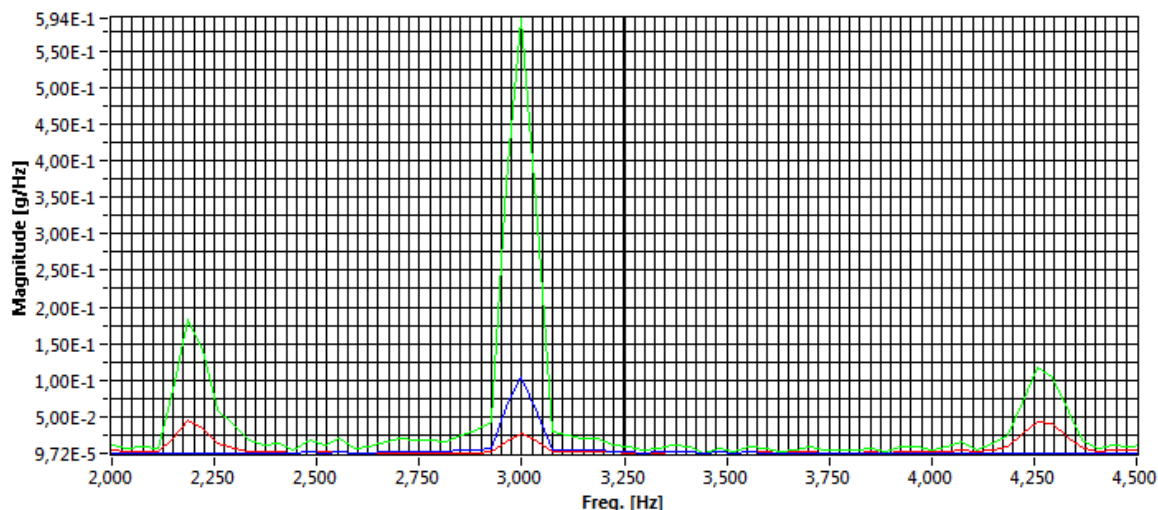


Fig. 5.33 Lakorja e reagimit sipas shpejtiveve (FFT). Në figurë qartazi mund të verifikohen tri frekuencat themelore të lëkundjeve të strukturës: 2.232 Hz; 2.999 Hz dhe 4.485 Hz.

c) Masa sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar) m_d

Siç mund të shihet në Fig.5.14, struktura e masës sekondare (SHMK) përbëhet nga një mas $m_d = 20 \text{ gr}$, e cila vidhohet në një shufër metali të filetuar të klasës S235. Modeli është i konceptuar në një mënyrë të atillë që masa m_d të mund të lëvizë vertikalisht në tërë lartësinë e shufrës me gjatësi $l_d = 410 \text{ mm}$ i. Sikurse e përshkruar hollësisht më sipër, pas një sërë provash dhe matjesh me një aparaturë tejet të sofistikuar të kompanisë Digitexx ([53]), rezulton që pozita optimale e SHMK-së (pozita për të cilën reagimi dinamik i strukturës primare me masë $m = 367 \text{ gr}$ është minimal) është $h_{opt} = 358.75 \text{ mm}$. Në këtë pozitë, masa e SHMK-së me të vërtetë e merr rolin e një "muskuli" të mirëfilltë, pasi arrin të zvogëlojë në mënyrë substanciale reagimin e strukturës primare (e me këtë edhe kërkesën për rezistencë dhe duktilitet të saj).

Tani, struktura sekondare në pozitën e saj optimale montohet mbi tavolinën vibruese dhe, në parim, kryhet e njëjta procedurë sikurse në rastin a) – për rastin e strukturës

primare. Në Fig.5.34, këtu poshtë, mund të shihet modeli analitik i strukturës sekondare e cila i është nënshtruar veprimit të një force harmonike sinusoidale me amplitudë konstante 4 mm dhe një frekuence ciklike $f_{tv} = 1\text{ deri } 5\text{ Hz}$. Në modelin fizik janë vendosur sërish tre akselerografë të firmës Digitexx (S_1, S_2, S_4) dhe pastaj janë kryer matjet me pajisjen PDAQ Premium (Portable Data Acquisition) me 16 kanale si dhe mundësi të regjistrimit prej 1000 informatash brenda një sekonde apo 200 informata për sekondë – në mënyrë të vazhdueshme.

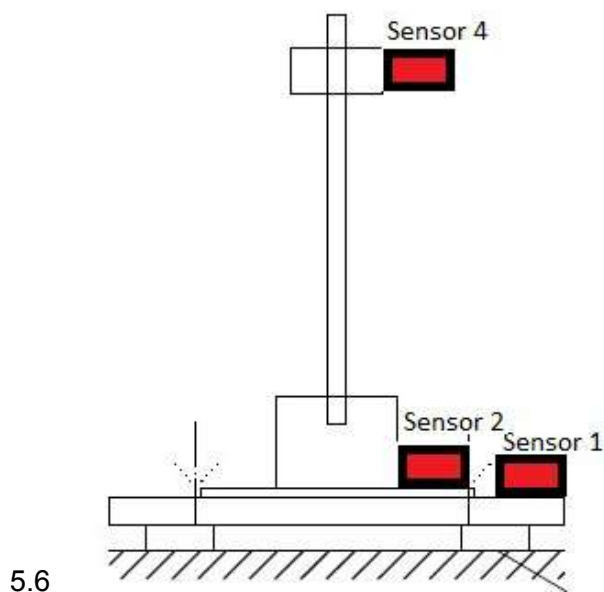


Fig. 5.34 Modeli analitik i strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar) si dhe dispozita e sensorëve (akselerografëve) S_1, S_2, S_4 .

Tabela 5.7. Testi nr. 3. Rekapitulimi i vlerave hyrëse të testit të kryer.

Matja nr.	Frekuencat përkatëse Hz				Amplituda hyrëse u_{tv} në [mm]	Emri i fajl-it PDAQ
	Tavolina vibruese f_{tv} Hz	Sensori S_1 f_1 Hz	Sensori S_2 f_2 Hz	Sensori S_4 f_3 Hz		
13	1	1	1	3	4	172548
14	2	2	2	2	4	172859
15	3	3	3	3	4	173359
16	4	4	4	4	4	173854
17	5	5	5	5	4	174707
18	3.25	3.25	3.25	3.25	4	175031

Ndërkaq, në *Tabela 5.8*, në vazhdim, janë dhënë vlerat maksimale (në vlera absolute) të reagimit të strukturës sekondare (masës m_d) si dhe të bazamentit relativisht me shpejtimet dhe zhvendosjet.

Tabela 5.8. Testi nr. 2. Rekapitulimi i vlerave maksimale të reagimit sipas shpejtimeve dhe zhvendosjeve (në vlera absolute) – për strukturën sekondare (SHMK-në $h_{opt} = 345mm$).

			Shpejtimi * 981 $\left[\frac{cm}{s^2}\right]$			Zhvendosja $[cm]$		
		Frekuenca e tavolinës vibruese $f_0 [Hz]$	Sensori nr.			Sensori nr.		
			S_1	S_2	S_4	S_1	S_2	S_4
Shqyrtimi nr	13	1	0.1235	0.1274	0.1187	0.5153	0.5268	0.7940
	14	2	0.2586	0.2640	0.3509	0.6425	0.6458	1.49868
	15	3	0.4550	0.4689	2.5348	0.5666	0.5735	7.1446
	16	4	0.8463	0.9002	1.8032	0.7395	0.7391	3.4719
	17	5	0.7256	0.7453	1.4193	0.4392	0.4399	3.1865
	18	3.25	0.8225	0.8768	2.5543	0.5833	0.5825	6.2729

Në *Fig. 5.35*, jepet grafiku i zhvendosjeve të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK-së), vlera maksimale e të cilave është (shih *Tabela 5.8*) $u_{d0} = 7.1446 cm$.

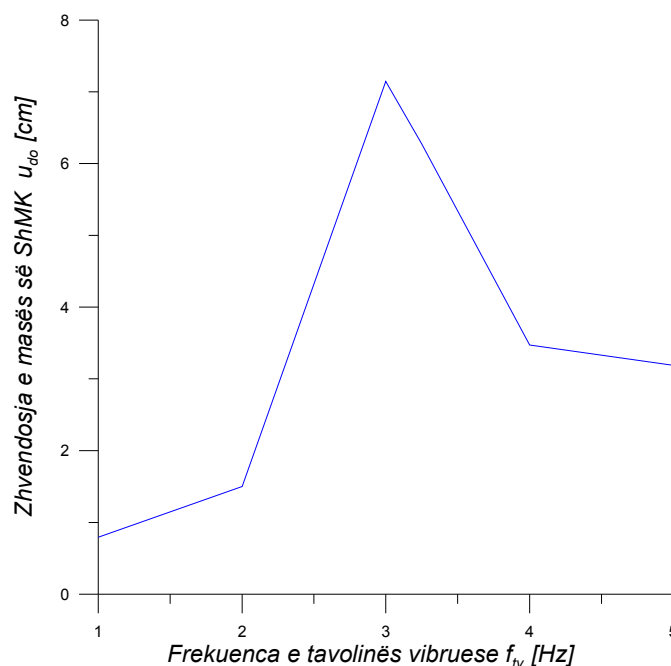


Fig 5.35 Grafiku i zhvendosjeve maksimale (*peak*) të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK-shuarësi masë e kalibruar) në funksion të frekuencës së lëkundjeve të tavolinës vibruese.

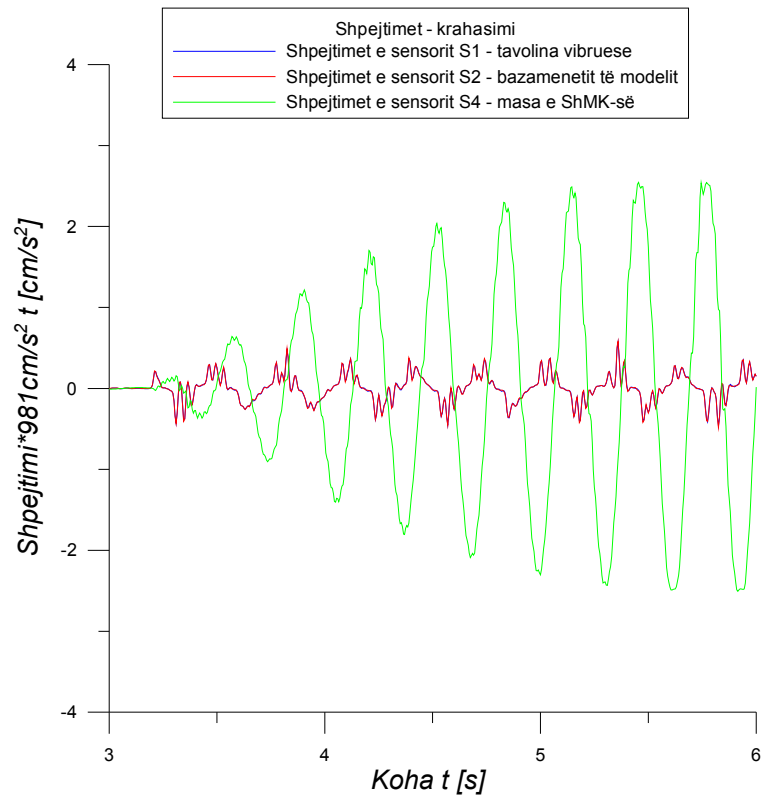


Fig 5.36 Grafiku i shpejtimeve të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar në funksion të kohës t).

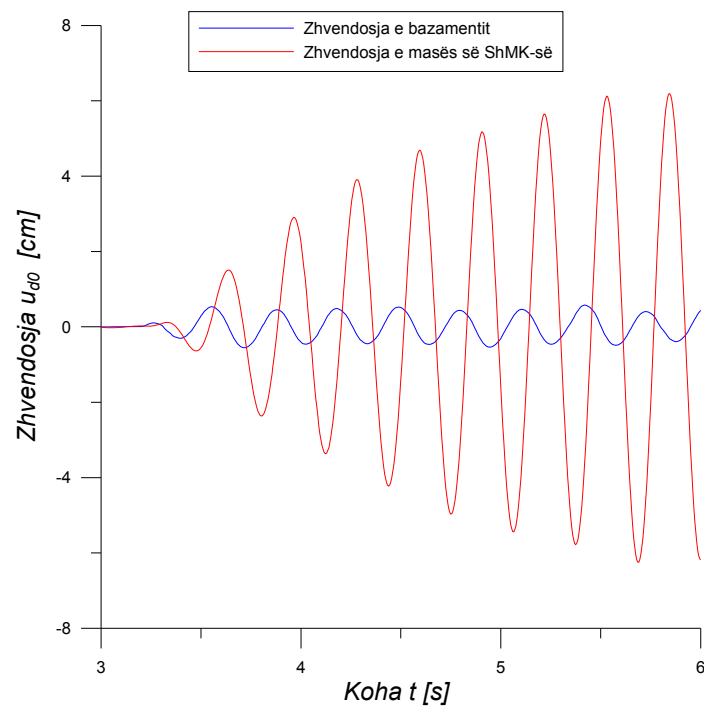


Fig 5.3 Grafiku i zhvendosjeve të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar në funksion të kohës t).

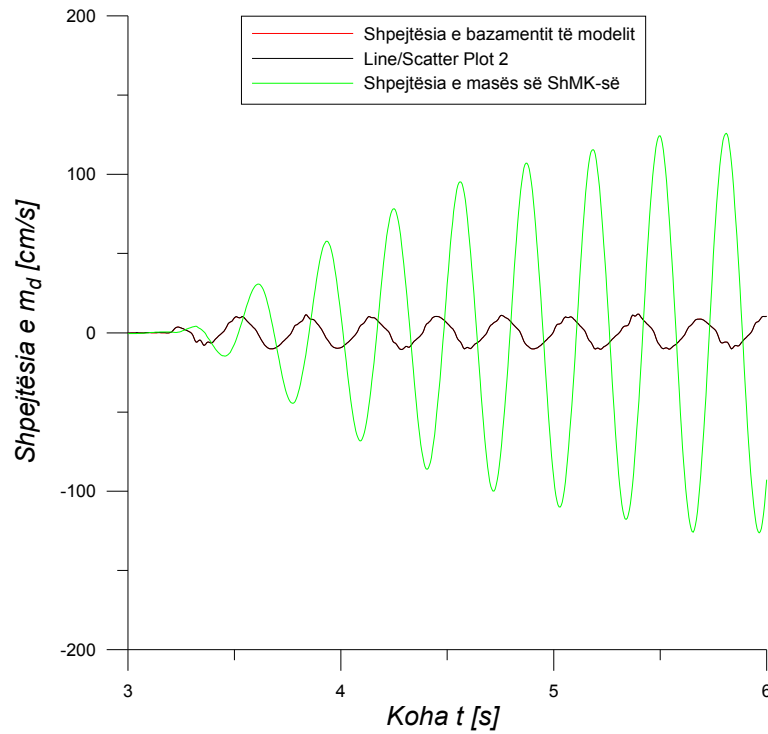


Fig 5.38a Grafiku i shpejtësive të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar në funksion të kohës t).

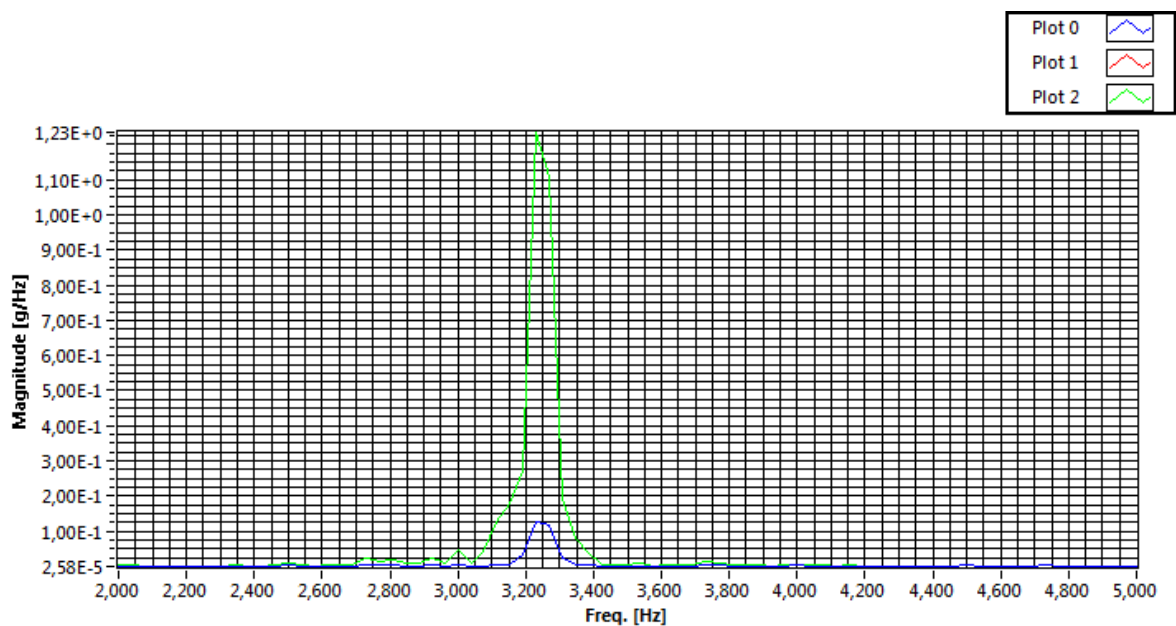


Fig 5.38b Grafiku i funksionit të reagimit frekuenor (FFT – linear i plotë) të masës m_d të strukturës sekondare (SHMK – shuarësi masë e kalibruar) në funksion të frekuencës f .

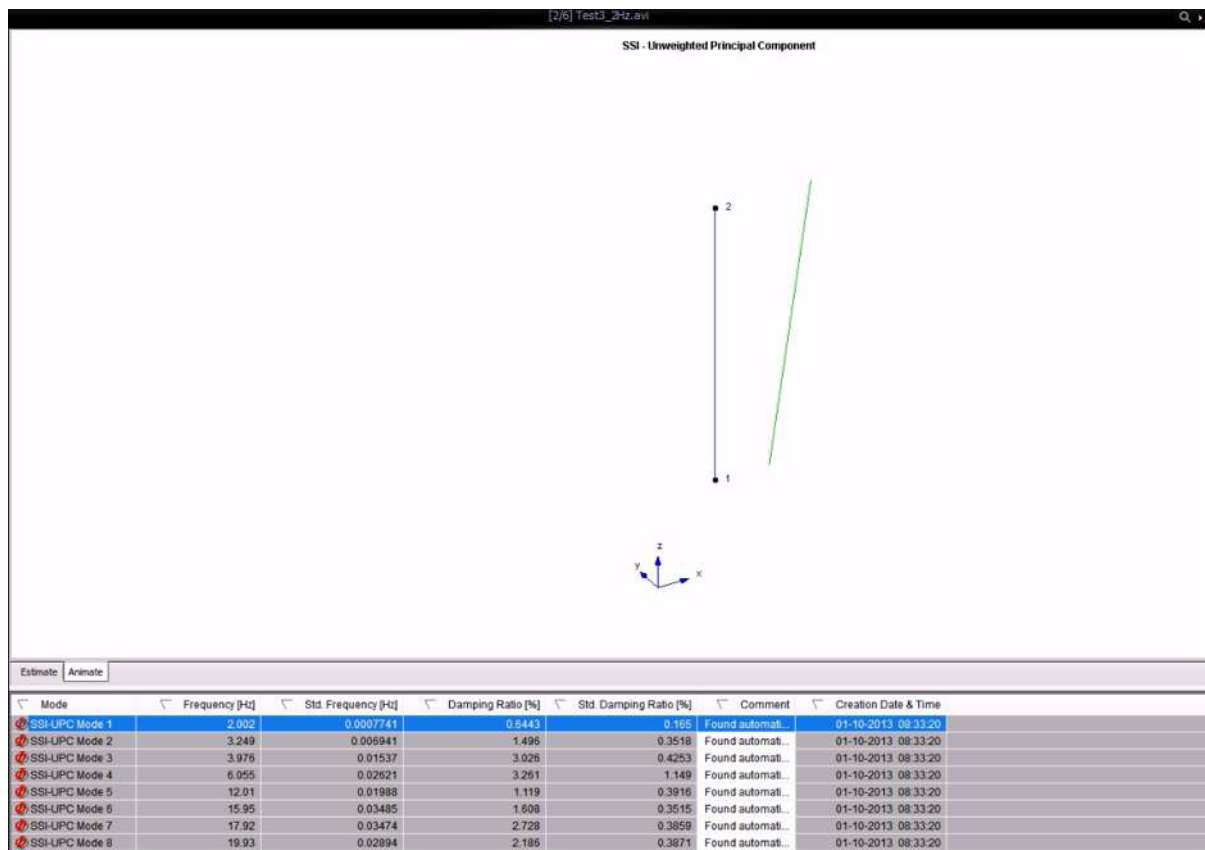


Fig 5.39 Analiza modale me ARTeMIS [54]: frekuencat natyrore të lëkundjeve f dhe raportet e shuarjes ζ për masën sekondare (SHMK) në pozitën e vet optimale.

6 Përmbledhje, konkluzione dhe rekomandime

Natyra, ka qenë, është dhe do të mbetet një burim i pashterrshëm frymëzimi për njeriun në përgjithësi, ndërsa biostrukturat – strukturat e krijuara nga *Natyra* kanë aftësinë e jashtëzakonshme të delegimit të shtangësisë (*stiffness deployment*) aty ku ajo është më e nevojshme, si dhe të adaptimit të së njëjtës në funksion të ngarkesave të jashtme. Dora e njeriut, së bashku me muskujt, ligamentet dhe tendonet e saj paraqet një biostrukturë *par excellence*.

Kanonet e së bukurës janë ngusht të ndërlidhura me ligjet dhe rregullat e formësimit të asaj çka rezulton si materiale, qoftë në formën e saj primitive, qoftë në një formë të gjeneruar nga mendja e njeriut. Po ashtu, perceptimi i së bukurës rezulton të jetë derivat i shtresëzimit gjenetik në shqisat me të cilat është pajisur njeriu gjatë procesit të evolucionit. Ndërkaq, është e qartë si loti që fenomenet natyrore lejojnë të sqarohen në një mënyrë elegante përmes aparatit "të bukur" matematikor, përderisa hipotezat dhe teoritë e parashtruara fillimisht dalin të jenë të vërtetueshme edhe eksperimentalisht.

Në këtë punim, duke u bazuar në parimin e funksionimit të muskulit të dorës së njeriut – i cili, siç u tha edhe më lartë, ka aftësi të jashtëzakonshme të adaptimit të shtangësisë së tij ndaj intensitetit të ngarkesave të jashtme, në mënyrë eksperimentale u vërtetua dobia e aplikimit të një parimi të ngjajshëm edhe për një strukturë (kullë) hipotetike. Kështu, me aplikimin e parimeve fundamentale të dinamikës së strukturave është arritur që në një shkallë të caktuar një masë e thjeshtë m_d të sillet si *inteligjente* dhe të arrijë një nivel të caktuar të *kontrollit pasiv* mbi reagimin e strukturës primare, si zhvendosjet, për shembull. Ndaj, për një pozitë

të caktuar – pozita e saj optimale h_{opt} , e njëjta arrin të absorbojë e më pastaj të disipojë një sasi të konsiderueshme të energjisë së futur në bazën e strukturës primare. Kështu, masa sekondare m_d do të luajë rolin e *shuarësit masë e kalibruar* (ShMK) apo të *muskulit artificial*. Në parimin e njëjtë me atë të muskulit të dorës, masa m_d , përmes ndryshimit të pozitës së saj përgjatë lartësisë së strukturës sekondare, arrin pra të ndryshojë – të rrisë shtangësinë e strukturës primare, në veçanti, dhe aftësinë e saj disipative, në përgjithësi.

Gjatë projektimit të SHMK-së, por sidomos gjatë fazës së ndërtimit dhe mirëmbajtjes së tij, duhet të merren në konsideratë një numër i caktuar i çështjeve:

- a) Një SHMK është efektiv për një raport në mes të masës sekondare dhe asaj primare $\mu^* \geq 0.02$ – nëse i njëjti do të ketë mundësi të vendoset (nëse elementet e strukturës primare e lejojnë këtë fizikisht) dhe nëse forma e përzgjedhur e lëkundjes k manifestohet me një shuarje strukturore $\zeta \geq 0.01$. Eksperimentalisht, për modelin e shqyrtuar ky kontribut rezultoi të jetë mbi pritjet tona. Gjithsesi, nuk duhet harruar që kemi të bëjmë me një model hipotetik dhe se është vërtetuar që, për një raport $\mu^* \geq 0.05$, SHMK-ja ka një kontribut, le të themi edhe modest, në zvogëlimin e reagimit dinamik të strukturës primare.
- b) Shuarësi masë e kalibruar është efektiv kur kalibrohet me njërën nga frekuencat (periodat) e lëkundjeve të strukturës primare (njërën nga format e lëkundjeve – forma k). Jashtë kësaj forme k të lëkundjeve ShMK-ja është joefektiv.
- c) Zhvendosja relative, d.m.th. zhvendosja e SHMK-së ndaj strukturës primare, mund të jetë e konsiderueshme, shih për këtë duhet të sigurohet një hapësirë e mjaftueshme në vendin në të cilin vendoset. Në rast se SHMK tejkalon dimensionet e hapësirës së paraparë për të, atëherë zhvendosja e tij do të mund të zvogëlohet duke ia rritur masën apo duke e rritur raportin e shuarjes së tij ζ_d . Nganjëherë, kjo nuk është e mundur.
- d) Raporti i masës së SHMK-së μ^* ndaj masës modale M_k përcakton ndjeshëm efektivitetin e shuarësit. Gjithsesi, masa e SHMK-së mund të kufizohet edhe nga aftësia mbajtëse e strukturës primare dhe ndonjëherë vendosja e tij kushtëzon paraprakisht përforcimin e strukturës primare (rasti i rehabilitimit strukturor të objekteve ekzistuese).

- e) Frekuenca natyrore e lëkundjeve si dhe aftësia disipative (shuarja) e strukturës primare mund të ndryshojë për shkak të efekteve të ngarkesave të ndryshueshme (si p.sh. prania e këmbësorëve në pasarelë – urë këmbësorësh), kështu që këto lloj ndryshimesh të mundshme do të duhej marrë parasysh gjatë projektimit të SHMK-së. Nuk bën të harrohet fakti që një kalibrim i keq (ose edhe shkalibrim) sjell rritjen e përgjigjes (reagimit) dinamike të strukturës primare si dhe rritjen e zhvendosjes relative të shuarësit.
- f) Duke marrë parasysh faktin që zhvendosjet relative të masës së SHMK-së janë të konsiderueshme, gjatë projektimit duhet konsideruar efekti i lodhjes së materialit (ngarkesat ciklike).
- g) Intervenimet e mëvonshme në elementet primare të strukturës paraqesin një prag i cili nuk guxon të tejkalohet, pasi që kjo do të ndikonte në ndryshimin e masës m apo shtangësisë k , gjë që shuarësin do ta nxirrte jashtë brezit frekuencor për të cilin është projektuar dhe të njëtin do ta bënte joefektiv.

Në një të ardhme të afërt, me interes të veçantë për autorin e këtij punimi do të jetë intensifikimi i hulumtimeve si vijon:

- Krijimi i një modeli analitik dhe matematikor i cili do të përfshinte edhe rastin e shpërndarjes kontinue të masës, përveç rastit të masës së koncentruar (*lumped mass*) të strukturës primare;
- Shqyrtimi i rastit kur struktura sekondare do të pajisej me disa masa sekondare, përkatësisht disa SHMK që do të funksionojnë në interaksion me njëri-tjetrin;
- Shqyrtimi i rastit të vendosjes së një "muskuli" në bazamentin e strukturës – modelit me dy shkallë lirie, i cili do të simulonte interaksionin truall-strukturë, duke u bazuar në një kullë apo oxhak ekzistues.

7 Referencat

- [1] Bachmann, H., et al., *Vibration Problems in Structures - Practical Guidelines*, Birkhäuser Verlag, Basel, Boston, Berlin, 1995.
- [2] ISO 2631/1, *Evaluation of Human Exposure to Whole-body Vibration: General Requirements, Part I*, International Standards Organisation, Geneva, 1985.
- [3] Leonhardt, Fritz, *Brücken: Ästhetik und Gestaltung = Bridges*, Stuttgart, Deutsche Verlags-Anstalt, 1982.
- [4] www.mathworld.com.
- [5] Thompson, D'Arcy Wentworth, *On growth and form*, Cambridge University Press, Cambridge, UK, 1961.
- [19] Anil, K., Chopra, *Dynamics of Structures-Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Third Edition, Upper Saddle River, New Jersey, 2007.
- [6] Robert Maillart, *Archives de la Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes*, Zürich.
- [7] *EN 1990 Eurocode – Bazat e projektimit të Strukturave (engl. Basis of structural design) & CEN TC 104 – SC2*.
- [8] Frey, François, *Analyse des structures et milieux continus, Volume 1 jusqu'à Volume 5*, Presses Polytechniques et universitaires Romandes, 1990 à 2013.
- [9] www.flickrriver.com.
- [56] Jürg, Conzett, Pünt da Suransuns, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 1/2, January 2000, Zürich.
- [10] Kurrer, Karl-Eugen, *The History of the Theory of Structures-from arch analysis to computational mechanics*, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2008, Berlin.
- [11] Fuller, R., Bucminster, A. Loeb, E., J., Applewhite, *Synergetics: Explorations in the Geometry of Thinking*, Macmillan Pub Co, 1982.
- [12] Hugo Corres-Peiretti, J., Romo, J., Leon, A., P., Caldentey, *Coceptual design*, fib, CEB-FIP, Structural Concrete, bulletin 51, pp14-15, 2009, Lausanne.
- [13] F., H., Selmani, *Anatomy of structures*, Proceedings of the Second International Conference on Structures and Architecture, Guimarães, Portugal, 24-26 July 2013.

- [14] Selmani, F., Stavileci, M., Pjani, N., *Mbi proporcionet dhe format racionale të strukturave inxhinierike*, FORUM A+P, Universiteti POLIS, artikulli i pranuar për botim, 2013.
- [15] www.google.com.
- [16] <http://www.towerbridge.org.uk>.
- [17] S., Timoshenko, *Résistance des Matériaux 1^{re} Partie - Théorie élémentaire et problèmes*, Paris et Liège, Librairie Polytechnique ch. Béranger, 1953.
- [18] www.forthbridgeexperience.com.
- [20] Darwin, Ch., *On the Origin of Species*, Great Britain, 1998.
- [21] David, P., Bilington, *The Tower and the Bridge: The New Art of Structural Engineering*, Princeton University Press, 1985.
- [22] www.structurae.de.
- [23] Peter Marti, *Theory of Structures - Fundamentals, framed structures, plate shells*, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH &Co. KG, 2013, Berlin.
- [24] ice - Institution of Civil Engineers, *ICE Manual of bridge engineering*, second edition, published by Thomas Telford Ltd, 2008, UK.
- [25] Erich Fromm, *Man for Himself - An inquiry into the psychology of ethics*, Routledge Classics, 2003, Great Britain.
- [26] Jörg Schlaich, *Brücken: Entwurf und Konstruktion*, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH &Co. KG, 2004, pp 1-26, Berlin, Deutschland.
- [27] Michel Virlogeux, *New trends in prestressed concrete bridges, Structural Concrete*, Journal of the fib, Volume 3, Number 2, 2002, PP 93-97, Lausanne, Switzerland.
- [28] <http://drfazzlurrkhan.com>.
- [29] Pauley, T., Bachmann H., Moser K., *Erbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten*, 1990, Birkhäuser Verlag, Basel.
- [30] T. Pauley, M. J. N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, 1992, John Wiley & Sons, USA.
- [31] EN 1998-1:2004/AC:2009, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, CEN (European Committee for Standardization), TC 250, 2011, Brussels.
- [32] H. Bachmann, A. J. Pretlove, J. H. Rainer, *Vibrations induced by people*, Kapitulli 1 nga libri Bachmann, H., et al., *Vibration Problems in Structures - Practical Guidelines*, Birkhäuser Verlag, Basel, Boston, Berlin, 1995.

- [33] *Human Induced Vibrations of Steel Structures* (HIVOSS), European Commission, DG Research and Innovation, Research Fund for Coal and Steel, RFS2-CT-2007-00033, Brussel.
- [34] Davorin Bazjanac, *Nauko o Čvrstoći*, Tehnička Knjiga, 1966, Zagreb
- [35] Der Ingenieurbau Grundwissen/[Hrsg.: Gerhard Mehlhorn], *Rechnerorientierte Baumechanik*, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, 1996, Berlin.
- [36] Rudolph Saliger, *Der Eisenbeton - seine Berechnung und Gestaltung*, Fünfte neu bearbeitete und erweiterte Auflage, 1925, Alfred Kröner Verlag in Leipzig.
- [37] Fritz Leonhardt, *Vorlesungen über Massivbau, Erster Teil, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*, Zweite Auflage, 1973, Springer-Verlag, Berlin·Heidelberg·New York.
- [38] EN 1992-1-1:2004/AC:2010: Eurocode 2, *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for building*, CEN (European Committee for Standardization), TC 250, 2011, Brussels.
- [39] Jerome J. Connor, *Introduction to Structural Motion Control*, 2002, First edition, Prentice Hall.
- [40] Ray W. Clough, Joseph Penzien, *Dynamics of Structures*, 2002, Second edition, 1993, McGraw-Hill, Inc, New York.
- [41] Kawaguchi A., Tamamura A. and Omote Y., *Time History response of a Tall Building with a Tuned Mass Damper under Wind Force*, 8th International Conference Wind Engineering, ed. A. G. Davenport et al., London, 1949-1960.
- [42] <http://www.taipei-101.com.tw>.
- [43] T. T. Soong, G. F. Dargush, *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*, 1997, John Wiley & Sons Ltd, Chichester, England.
- [44] T. T. Soong, M. C. Constantinou, *Passive and Active Structural Control in Civil Engineering*, 1994, Springer-Verlag, Wien-New York.
- [45] J. P. Den Hartog, *Mechanical Vibrations*, Dover Publications, Inc., 1985, New York.
- [46] Brock J. E., *A Note on the Damped Vibration Absorber*, J. Applied Mechanics, A - 284, 1946.
- [47] Bingen Yang, *Stress, Strain, and Structural Dynamics*, University of Southern California, Elsevier Academic Press, 2005, USA.
- [48] Niko Pojani, *Inxhinieria Sizmike*, Botimet TOENA, Tiranë, 2003.

- [49] Ioi T. and Ikeda K., *On the Dynamic Vibration Damped Absorber of the Vibration System*, Bulletin of Japanese Society of Mechanical Engineering, 1978, pp 64-71.
- [50] Warburton G. B., and Ayorinde E. O., *Optimum Absorber Parameter for Simple Systems*, Earthquake Eng. Struct. Dyn., 8, 1980, pp197-217.
- [51] Benedikt Weber., and Glauco Feltrin. *Optimum Absorber Parameter for Simple Assessment of long-term behavior of tuned mass dampers by system identification*, Engineering structures, 2010, 32, pp 3670–3682.
- [52] Asami T., and Nishihara O., *Closed-form exact solution to H-infinity optimization of dynamic vibration absorbers 9Application to different transfer functions and damping systems*, Journal of Vibration and Acoustics-Transactions of the Asme, 2003, 125(3), 398-405.
- [53] www.americanmedtech.org.
- [54] www.digitexx.com, www.csi.amerika.com.
- [55] **fib** CEB-FIP, **fib Model Code for Concrete Structures 2010**, fédération internationale du béton, Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und Technische Wissenschaften GmbH &Co. KG., 2013.
- [56] Kroçe, Benedeto, *Estetika si shkencë e shprehjes dhe e gjuhësisë së përgjithshme*, Sh. B. Apollonia, 1998, Tiranë, fq. 185.
- [57] Jorgaçi, Nasho, *Antologji e mendimit estetik shqiptar 1504-1944*, Sh. B. Dituria, 2000, Tiranë, fq. 55.

