

CONSOLIDAREA PALATULUI DE JUSTIȚIE DIN BUCUREȘTI

Radu AGENT^{1) SC)}
Mircea NEACȘU^{4) SC)}

Panaite MAZILU^{2) AE)}
Dragoș MARCU^{5) AE)}

Traian POPP^{3) AE)}
Dragoș BOGDAN^{6) AE)}

Rezumat: Această lucrare prezintă proiectul de consolidare pentru structura de rezistență a Palatului de Justiție din București . Binecunoscuta clădire este unul din cele mai reprezentative edificii din București din punct de vedere socio-economic și arhitectural-istoric. Și prin prisma structurii de rezistență această construcție prezintă niște caracteristici speciale . După mai multe studii dar și lucrări propriu-zise pentru punerea în siguranță a construcției efectuate în trecut de către diferite organisme, firmele SC STRUCTURAL CONEXPERT SRL și AEDIFICIA M.P. SRL au colaborat la realizarea proiectului de consolidare al structurii acestei clădiri . În cele ce urmează vom prezenta aspectele mai importante legate de această lucrare . Parte din aceste aspecte au mai fost amintite în unele lucrări de specialitate .

Abstract: This paper presents the strengthening project for strength structure of Palace of Justice from Bucharest . The well-known building is one of most representative edifices from Bucharest from social-economical and architectural-historical point of view. From a structural angle too , this building presents some special characteristics . After a lot of studies but properly workings also for safety placing to construction that are made in the past by some organisms , the SC STRUCTURAL CONEXPERT SRL and AEDIFICIA M.P SRL firms have been collaborated to achieve the strengthening project for this structure . In the next we will present the more important aspects connected by this working . A part of these aspects have been presents in the other specialty papers .

1. Generalități

Clădirea PALATULUI DE JUSTIȚIE (foto 1), clădire reprezentativă pentru arhitectura Bucureștiului , construită în urmă cu circa 100 de ani , a suferit , de-a lungul timpului , diferite intervenții , modificări și adăugiri , a fost supusă procesului firesc de degradare în timp și ca urmare a cutremurelor de pământ , existând , în acest sens , informații certe numai cele referitoare la acțiunile seismice din ani 1977 , 1986 și 1990 . În ultimele decenii procesul de degradare s-a accentuat ca urmare a lipsei unor lucrări de reparații (care s-au efectuat numai parțial , pe zone restrânse) .

După cutremurul din anul 1977 (în foto 2 se poate vedea fracturarea gravă a pilaștrilor din fațadă , zona respectivă găsiindu-se în stadiul de pre-colaps) s-au început lucrări de reparații și consolidări având caracterul unor intervenții locale la părțile grav avariate (în special pe partea centrală a fațadei principale) dar care au fost întrerupte în anul 1981 . În anul 1990 beneficiarul a dispus reînceperea lucrărilor întrerupte având în vedere că , pe lângă lucrări de restaurare și reparații capitale să se efectueze și lucrări de consolidare structurală . Odată cu apariția normativului P100-1992 (și , mai târziu , a completărilor la capitolele 11 și 12 din 1996) care introducea și reglementări oficiale privind proiectarea lucrărilor de intervenție la construcțiile ce prezintă un risc seismic ridicat , s-a reluat elaborarea documentației referitoare la consolidarea structurii .

În urma licitației efectuate proiectul de consolidare și reabilitare a fost comandat unui grup de firme de proiectare sub conducerea S.C. PACIC SRL (proiectant general , proiectant instalații). Au mai făcut parte WESTFOURTH ARCHITECTURE SRL (proiectant arhitectură) , SC STRUCTURAL CONEXPERT și SC AEDIFICIA M.P. SRL (proiectanți structură rezistență) .

2. Descrierea sumară a construcției

Clădirea Palatului de Justiție , acoperă o arie construită de aproximativ 8500 m² și o suprafața desfășurată de aproximativ 27700 m² .

¹⁾ Prof. dr. ing., Profesor Consultant al UTCB;

²⁾ Prof. Univ. Emerit, Membru de Onoare al Academiei Române, Doctor Honoris Causa al UTCB;

³⁾ Doctor Inginer;

⁴⁾ Doctorand Inginer , șef de lucrări în cadrul Catedrei de Beton Armat a UTCB , șef de proiect ;

⁵⁾ Doctorand Inginer;

⁶⁾ Inginer;

^{SC)} S.C. STRUCTURAL CONEXPERT SRL ; ^{AE)} S.C. AEDIFICIA M.P. SRL .

Având în plan forma unui patrulater neregulat , ansamblul are dimensiuni ce depășesc 130 – 140 m în sens longitudinal și 70 – 90 m în sens transversal .

Datorită regimului de înălțime diferențiat – în funcție de numărul de niveluri și de înălțimea acestora – ansamblul se împarte în 3 zone :

- Zona perimetrală A : desfășurată de-a lungul laturilor vest , sud și est , are 4 niveluri funcționale (S+P+M+E) cuprinzând în general birouri , spații de circulație și scări .
- Zona intermediară B : alcătuită dintr-un grup de 7 clădiri distincte , separate de curțile interioare , are 3 niveluri funcționale (S+P+E) în zona celor 14 săli de judecată și 4 niveluri funcționale (S+P+M+E) în zona din spatele sălilor de judecată , cuprinzând birouri , spații de circulație și scări ; această zonă mai include și 4 corpuri de clădire secundare legate funcțional de aceasta .
- Zona centrală C : care cuprinde sala de așteptare a justițiablelor (sau Sala Pașilor Pierduți) , are un parter foarte înalt de cca. 16.00 m cu o galerie de circulație perimetrală la nivelul etajului (cota +8.00) .

În afara subsolului general funcțional , există și un subsol tehnic parțial , cu o înălțime de 1.50 – 2.00 m , care înglobează rețelele de alimentare cu apă , canalizare , încălzire centrală și instalații electrice . Accesul în acest subsol se face prin trape care comunică cu subsolul curent .

Structura este realizată – în mod curent – din pereți portanți din zidărie de cărămidă cu planșee cu grinzi metalice sau din lemn , dar mai ales din beton armat . Acoperișul este realizat din șarpantă din lemn ecarisat cu învelitoare din tablă . La Sala Pașilor Pierduți , structura este realizată din pereți perimetrali din zidărie de cărămidă și din pilaștri din același material , având acoperișul realizat din ferme metalice .

Soluțiile de intervenție sunt condiționate în mod decisiv de particularitățile de bază ale clădirii , între care trebuie menționate : valoarea ei ca monument de arhitectură , starea ei actuală și funcțiunea sa .

Valoarea ca monument de arhitectură a clădirii Palatului de Justiție este evidentă , fiind una din clădirile reprezentative ale Bucureștiului . Ea face parte din patrimoniul de arhitectură recunoscut și ocrotit prin dispozițiile legale . Făcând parte din această categorie foarte limitată de construcții , efortul tehnic și financiar implicat de punerea ei în siguranță , de conservarea și asigurarea funcționalității trebuie să fie pe măsură .

Starea actuală a clădirii este condiționată , în principal , de următoarele :

- uzura implicată de funcționarea neîntreruptă timp de circa 100 de ani ;
- lipsa lucrărilor de întreținere în ultimele decenii ;
- lipsa unor măsuri corecte de intervenții pentru înlăturarea efectelor acțiunilor seismice repetate la care a fost supusă clădirea ;
- existența unor elemente structurale din lemn și metal ascunse de finisaje ;
- uzura fizică și morală a instalațiilor .

Pe de altă parte , în ultimul timp , s-au executat lucrări de reparații și restaurări care trebuie corelate cu lucrări de consolidare și reabilitare structurală absolut necesară .

3. Rezultate expertiză

În luna decembrie a anului 1992 firma PRODOMUS S.A. a predat o expertiză amplă privind structura de rezistență a Palatului de Justiție din care în rezumat a rezultat (analiza s-a efectuat pe trei zone considerate în model ca independente) :

1. Structura de rezistență este din zidărie portantă cu planșee parțial metalice și parțial din lemn .
2. Clădirea are în plan forma unui patrulater cu dimensiuni generale de 140 x 90 m și are demisol , parter , parțial mezanin și etaj , cu o înălțime variabilă de cca 20 m peste nivelul terenului .

3. Clădirea este monument de arhitectură și a fost încadrată în clasa II de importanță seismică (P100-1992) .
4. Coeficientul seismic pe cele trei zone presupuse independente a variat de la 11 % la 21 % .
5. Gradul de asigurare analizat în aceeași ipoteză (zona A + B + C) a variat de la 10 % la 27 % față de cerința minimală din norme de 60 % .
6. Se deduce în consecință necesitatea consolidării și se întocmesc numeroase studii de soluții până în Octombrie 1997 .

4. Propuneri de intervenție

În conformitate cu concluziile expertizei tehnice s-au efectuat propuneri vizând consolidarea structurii , trei dintre ele având acordul Comisiei Tehnice de Protecție Antiseismică din MLPAT .

Primele două soluții prevedeau împărțirea construcției prin rosturi antiseismice în corpuri dreptunghiulare . Aceste propuneri plecau de la necesitatea evidentă (subliniată în expertiză) de creare a unei șaibe orizontale din beton armat. Ori , date fiind dimensiunile în plan foarte mari ale construcției , introducerea de planșee de beton armat atrage după sine necesitatea de a se crea rosturi de dilatație – contracție pe liniile de separație între diferitele corpuri de construcție . Mergând mai departe pe această idee și anume de a se folosi aceste rosturi de dilatație și ca rosturi antiseismice, s-a ajuns la a se propune soluția de separare în corpuri , atât longitudinal cât și transversal . În acest sens au existat propuneri de desfacere în 24 de corpuri și apoi în 16 . De asemenea , s-au prevăzut placări cu beton armat la majoritatea pereților portanți și de rigidizare din zidărie . Sunt lesne de înțeles dificultățile și inconvenientele din punct de vedere al execuției a unei astfel de soluții .

Urmând recomandările din avizele MLPAT și Direcției Monumentelor Istorice din cadrul Ministerului Culturii care în mod direct sau indirect exprimau dorința generală de reducere a numărului de rosturi antiseismice față de schema de tronsonare propusă în expertiza tehnică , autorii proiectului (și a prezentei lucrări) au ajuns la concluzia că o rezolvare optimală a problemei în cazul de față ar consta în renunțarea completă a tronsonării prin rosturi , asigurându-se o conlucrare spațială a întregului ansamblu (conceptul de MACROSTRUCTURĂ) , cu concentrarea consolidărilor prin placări cu beton armat la corpurile de legătură de tip B și folosind apoi aceste corpuri ca nuclee (tuburi) de rigidizare a restului construcției . Soluția de consolidare tubulară nu este nouă . Ea a mai fost propusă de către autorii prezentei lucrări în cazul mai multor lucrări de consolidare (Athenee Palace Hilton , Banca Română pentru Dezvoltare , etc.) iar în acest sens se poate vedea și articolul “ Soluție tubulară pentru consolidarea construcțiilor afectate de acțiuni seismice “ (P. Mazilu , T. Popp , Ș. Bețea , D. Marcu – Buletinul AICPS nr.1/1998) . Datorită caracterului redus al intervenției (mai bine zis izolat) care aproape că exclude orice intervenții care ar afecta părțile de construcție cu o importanță deosebită din punct de vedere istoric și arhitectural , această soluție a fost agreată de către beneficiar și de către forurile implicate și s-a impus ca soluție de consolidare .

În conformitate cu conceptul enunțat mai sus, s-au analizat două variante posibile și anume :

- a) nucleele să se închidă longitudinal prin pereți de beton armat la capetele corpurilor de tip B (la legătura acestora cu corpurile A) , deci nucleele să îmbrace fiecare corp de tip B ;
- b) nucleele să se închidă longitudinal prin pereți de beton armat situați pe liniile legăturilor între curțile de lumină și corpurile A (vezi fig. 3) astfel ca defapt nucleele să îmbrace contururile curților de lumină .

Din aceste două variante prima a trebuit să fie eliminată pentru că necesită operații de consolidare în interiorul sălilor de judecată , deci desfaceri și apoi refaceri ale unor finisaje prețioase, cu rol important în caracterul de monument de arhitectură al clădirii . De aceea a fost aleasă varianta b).

De fapt nucleele respective , care în fig. 3 apar în mod schematizat ca niște cutii pline , sunt în realitate perforate printr-o mulțime de goluri de ferestre , astfel încât comportarea lor de “tuburi perforate” este intermediară între cea a unor tuburi pline și cea a unor pereți structurali cuplați prin rigle rigide.

O primă condiție pentru a se putea folosi această soluție este să se asigure că în construcția consolidată să nu existe lungimi mari neîntrerupte de planșee de beton armat, care să necesite prevederea de rosturi de dilatație . Problema se pune în fapt în special la cele trei corpuri de tip A , care au lungimi mari . De aceea s-a propus schema de înlocuire parțială a planșeelor actuale cu planșee de beton armat cu benzi discontinue (numai în dreptul legăturilor cu corpurile de tip B) . Totodată se consideră suficient pentru realizarea conlucrării spațiale a structurii ca înlocuirile cu beton armat să se efectueze numai la planșeele peste ultimul nivel . În rest , pe porțiunile unde se mențin planșeele existente metalice , acestea se vor rigidiza prin contravântuiri orizontale pentru asigurarea continuității șaibelor orizontale. Aceasta este ideea principală pentru asigurarea șaibeii orizontale . Vom vedea la punctul 9 că situația și în consecință soluționarea a fost ușor diferențiată de cele amintite mai sus cu privire la planșee .

În stadiul de după consolidarea zonelor B , corpul C va fi rigidizat după ambele direcții prin efect spațial . În această situație , ceea ce rămâne necesar de efectuat ca intervenție de bază la corpul C este introducerea unor contravântuiri metalice cu zăbrele în plan orizontal la nivelul extremităților superioare ale pilaștrilor , astfel ca deplasările pe orizontală ale acestora să fie blocate și totodată ele să asigure transmiterea forțelor seismice proprii ale corpului C la toate corpurile B învecinate .

5. Analiza spațială

Complexitatea acestei clădiri și implicit a structurii de rezistență , atât a celei existente cât mai ales a celei propuse a condus la necesitatea efectuării unor largi studii și analize cu caracter general și/sau izolat, analize profunde și moderne care să surprindă cât mai fidel comportarea structurii în timpul acțiunilor seismice . Pentru o cât mai corectă interpretare și înțelegere a parametrilor care influențează comportarea structurii s-a recurs la studii comparative și analize multiple (de exemplu calculul pereților structurali prin metoda elementului finit – cu elemente de tip shell , în comparație cu metoda cadrului înlocuitor – cu elemente de tip bară) . S-au făcut diverse analize forfetare , statice , modale , dinamice și de tip time-history , analize elastice și post-elastice . Analizele au fost însoțite , completate sau făcute (și) pe baza de multiplele încercări distructive și nedistructive care au scos în evidență calitatea materialelor și , uneori , modul lor de comportare .

Gradul de discretizare al structurii pentru analiza globală se poate considera satisfăcător . În mare , pentru fiecare perete al fiecărui tub s-a modelat unul din șpaletii reprezentativi , însoțit de buiandrugii adiacenți . Grosimea peretelui a fost considerată cea dată de grosimea unui element înmulțită cu numărul de șpaletii de același tip . Sigur că rezultatele sunt cu atât mai bune cu cât discretizarea e mai fină dar și o modelare prea rafinată conduce la eforturi nejustificate din punct de vedere timp , muncă și tehnică de calcul .

Referitor la aceasta din urmă subliniem că am folosit unul dintre cele mai performante programe din lume . Din păcate soft-ul dar mai ales hard-ul existent sunt încă mult în urma unor cerințe . De pildă numai pentru un simplu element de construcție , fie el o grindă , sigur , fin descris, analizat în regim dinamic neliniar , au fost necesare câteva zeci de ore de rulare pe un computer de tip PC , performant. Să ne închipuim ce ar însemna o astfel de analiză asupra unei structurii în totalitate sau măcar asupra unui subsistem . Tehnica existentă nu este încă capabilă (sau are cerințe nejustificate) pentru analize complete .

Studiul spațial al comportării structurii de beton se poate realiza cu teoria lui Vlasov generalizată sau pe baza rezultatelor date de programul spațial elasto – plastic STARDYNE din cadrul pachetului de programe STAAD / PRO .

Cu toate că această clădire are practic patru nivele distincte (deci 4 x 3 grade de libertate dinamică) schemele de analiză vor fi de tip ”shell” astfel încât în analiza dată de anexa 3 a normativului P100-92 s-au folosit mult mai multe forme proprii (și vectori

proprii). Prima rulare conține o analiză cu 450 forme proprii care pun în evidență și efecte de vibrații locale. Sistemul de sumare este aritmetic și vectorial (folosit în actualele rezultate) sau o anumită combinație. O asemenea analiză a permis nu numai o analiză generală a efectului cutremurului ci și evidențierea unor vibrații locale pe linia elementelor sau perpendicular pe acestea. Quantificarea vibrațiilor combinate, torsiune cu translație, ca și o disipare locală sunt neapărat necesare pentru o lucrare de asemenea amploare.

Dintre rezultate se prezintă în fig. 4 primul mod de vibrație, care este o torsiune cu perioada de 0.35 sec, iar în fig. 5 modul 2 de vibrație, translație după direcția transversală cu o perioadă de oscilație de 0.33 sec. Aceasta din urmă pune în evidență fragilitatea structurii la nivelul acoperișului în zona centrală a fațadei principale.

În cele ce urmează vom face câteva scurte referiri la principalele elemente ale consolidării sau ale diferitor zone ale ansamblului.

6. Fundațiile

Pentru aflarea condițiilor de teren și de fundare au fost efectuate ample studii geotehnice. În ceea ce privește geometria și alcătuirea fundațiilor existente s-au constatat următoarele:

- la pereții portanți curenți, cu lățimi de 80 cm, fundațiile sunt din beton simplu, mergând de la nivelul pardoselii subsolului până la - 3.55 m cu aceeași lățime ca și peretele de deasupra și evazându-se apoi cu câte 15 cm de o parte și de alta (deci în total 1.10 m) până la cota - 4.50 m.

Să comentăm aici că sistemul de fundare este unul neașteptat pentru epoca în care s-a construit. Mulți specialiști au estimat, pe baza similitudinii cu alte clădiri din aceeași zonă și epocă, că sistemul de fundare ar fi de tip piloți din lemn. De altfel într-una din secțiunile elaborate în cadrul proiectului inițial de arhitectul Ballu în anul 1885 sunt surprinse fundații masive din beton, duse până la adâncime de cca. - 5.00 m.

- Nivelul apei subterane este în prezent la cota - 4.10 m față de nivelul minim al terenului din curțile interioare, deci se constată că a crescut față de cel de la data execuției, astfel că în prezent fundațiile existente sunt parțial în apă.

Consolidarea propusă prin placarea pereților curților interioare cu 35 cm grosime de beton armat ar necesita o lărgire a fundațiilor existente pentru a putea constitui reazeme și pentru placările din beton armat. În acest sens, în conformitate și cu concluziile și recomandările studiului geotehnic, sunt de făcut următoarele observații:

- după o funcționare de mai bine de 100 de ani a construcției, tasările fundațiilor existente sub încărcarea lor actuală se pot considera consumate;
- pentru încărcările suplimentare date de pereții de placare din beton armat, suplimentul de fundație necesar ar trebui să fie astfel stabilit încât și acesta să fie în timp practic netasabil ca și fundația existentă;
- o lărgire a fundațiilor ar presupune executarea parțial la nivelul apei, ceea ce ar fi dificil și costisitor;
- de aceea s-a propus ca suplimentul de fundație să se realizeze prin piloți forțați, cu adâncimea de 10.50 m sub cota minimă a terenului din curțile interioare;
- finalmente s-a optat pentru realizarea unor piloți de 35 cm diametru a cărui încărcare capabilă se apreciază a fi 25-30 tone.

Calculul infrastructurii alcătuită din incinte de piloți de diametru $\Phi 35/90$ cm dispuși pe conturul curților și legați printr-o grindă de conlucrare s-a realizat în ipoteza de grinzi pe mediu elastic (Winkler). Distanțele între piloți sunt distanțe minime (2.5-3d)

În zona colțurilor apar eforturile maxime de compresiune și pe zone limitate (2-4m) de întindere. Pentru a mări capacitatea infrastructurii și pentru a rigidiza infrastructura în aceste zone de colțuri s-a realizat o extindere a grinzii de conlucrare în care s-au amplasat suplimentar 3 piloți.

7.Sala pașilor pierduți (corpul C)

Având rolul principal de legătură între diversele corpuri ale clădirii , cu spații mari , structura de rezistență este alcătuită din 40 de pilaștri din zidărie de cărămidă și 3 pereți portanți perimetrali (2 pe laturile de est și vest și unul pe latura sudică) care separă Sala Pașilor Pierduți de restul clădirii . Pilaștrii din fațada principală sunt placați cu blocuri de piatră naturală . Secțiunile pilaștrilor variază între 1.20 m^2 și 7.50 m^2 , ei constituind totodată și elemente decorative .

În fapt secțiunile pilaștrilor sunt alcătuite dintr-o cămașă exterioară de cărămidă de 30-40 cm iar la interior spațiul este umplut cu alicărie .

Pe direcția longitudinală corpul de clădire are 9 travei de 6.20 m iar pe direcția transversală are 6 travei cu lungimi ce variază între 5.00 m și 7.50 m .

Înălțimile celor 2 niveluri (parter și etaj) sunt de cca. 8.00 m iar în zona centrală parterul se dezvoltă pe o înălțime de cca. 16.00 m terminându-se cu un plafon general boltit. Circulația de la parter la etaj este asigurată de 2 scări monumentale cu un podest intermediar la cota +4.00 m .

Planșeele peste subsol , parter și etaj sunt realizate din grinzi metalice cu umplutură de bolțișoare de cărămidă sau plăci din beton simplu . Structura de rezistență a acoperișului este alcătuită din 4 grinzi cu zăbrele (metalice) cu deschideri de 18.00 m , de care este suspendată bolta peste spațiul central al sălii . Tavanul este mărginit de două luminoare în formă de semicerc care asigură iluminare naturală a Sălii Pașilor Pierduți în timpul zilei .

Această zonă este cea mai afectată . După cutremurul din 1977 structura a fost grav avariata (vezi foto2) . În conformitate cu principiile vizând lucrările de consolidare din acea vreme au fost făcute consolidări locale , care s-au concentrat în acest corp de clădire . Pilaștrii au fost reparați prin crearea unor șlițuri masive de beton armat , la nivelul podului s-a făcut o legătură cu grinzi metalice și din beton armat (care însă nu realizează corespunzător efectul de șaibă) , la subsol s-au realizat unii pereți și cadre din beton armat , etc . În orice caz intervențiile sunt locale , nu vizează ansamblul , fie el numai la nivelul corpului C .

Mai mult intervențiile propuse sunt numai parțial realizate , lucrările fiind întrerupte la un moment dat , probabil din lipsă de fonduri .

Cu toate intervențiile efectuate la nivelul pilaștrilor din fațadă , la nivelul acoperișului sunt prezente deformații remanente (vezi foto 6) . Deplasarea fațadei măsurată la fața locului către exterior în zona centrală a clădirii este de 20 cm .

Explicarea acestui fenomen spectaculos este dificilă . Mai mult pe bază de fler ingineresc s-a presupus că în zona respectivă s-a produs un fenomen de amplificare dinamică , probabil manifestându-se o formă de vibrație locală cu o perioadă apropiată de perioada cutremurului din anul 1977 . Această formă locală a fost posibilă datorită desprinderii structurii din zona respectivă de restul clădirii în urma apariției articulațiilor plastice din pereții de fronton ai Sălii Pașilor Pierduți, fenomen verificabil prin studierea acestor pereți care sunt grav fisurați . Această ipoteză este mai plauzibilă decât aceea formulată de unii specialiști , anume că în zona respectivă s-ar fi manifestat un fenomen de ciocnire . De altfel , desprinderea e strict locală , la nivelul fațadei , ea nu cuprinde și zona adiacentă dinspre interior .

Pentru explicarea acestui fenomen s-au făcut diferite simulări pe calculator . În urma analizei globale , așa cum am mai amintit (vezi fig.5) , a reieșit susceptibilitatea ca structura să aibă deformații mari în zona respectivă . De aceea am propus întărirea planșeelor în zona respectivă ca și consolidarea pereților avariați .

S-a analizat pe computer numai zona respectivă luându-se în considerare numai structura corpului C . S-a efectuat atât o analiză modală cât și una de tip time-history sub excitația accelerogramei înregistrate la INCERC în 4 martie 1977 , dar și a unor accelerograme sintetice obținute pe baza aceluiasi spectru .

Rezultatele le considerăm spectaculoase . Analiza modală a scos în evidență o deplasare maximă a acoperișului , în zona fațadei , de 22 cm iar din analiza time-history a rezultat o deplasare de 19 cm . Ambele valori sunt extrem de apropiate de deplasarea măsurată pe teren .

Perioada fundamentală pentru structura respectivă a rezultat de cca. 1 sec , valoare suficient de apropiată de cea a cutremurului din 1977 , iar ipoteza noastră , anume aceea a unei amplificări dinamice locale , pare corectă .

8. Pereții de beton armat (consolidarea în plan vertical)

Așa cum am mai amintit analiza globală a structurii s-a efectuat pe un model simplificat (dacă se poate numi simplificat un model cu cca. 6000 de noduri și cam tot atâtea elemente) . Pentru fiecare perete al fiecărui tub s-a modelat unul din șpaleții reprezentativi , însoțit de buiandrugii adiacenți . Grosimea peretelui a fost considerată cea dată de grosimea unui element înmulțită cu numărul de șpaleți de același tip .

Apoi structura a fost discretizată la nivel mult mai fin , de pildă unul dintre pereții curții 5 fiind alcătuit din circa 7000 de elemente finite . Acesta a fost solicitat cu rezultatele corespunzătoare din analiza globală a structurii . O stare de tensiuni în acest perete poate fi văzută în figura 7 .

În paralel s-a efectuat și o analiză prin metoda cadrului înlocuitor asupra fiecărui perete în parte . Rezultatele celor două analize sunt suficient de apropiate ceea ce creează certitudinea că , cel puțin la un anumit nivel , analiza pe model cadru furnizează rezultate satisfăcătoare , cu un efort mult mai mic privind modelarea (vezi și articolul “ punerea în siguranță a clădirilor civile de folosință publică expuse acțiunilor seismice “ – R. Agent – Buletinul AICPS nr. 4/1999) .

Analiza prin metoda elementului finit își dovedește imediat utilitatea la calculul și conformarea armării pereților , în special în cazul acestor cadre-diafragmă . Analiza pe modelul de bară nu poate surprinde concentrările de eforturi care apar la marginea golurilor . În plus modul de incursiune în domeniul plastic , de fapt , de formare a articulațiilor plastice , în cazul unui buiandrug de câțiva metri înălțime (1-3 m) considerăm că este net diferit de cel a unei grinzi de dimensiuni obișnuite (a cărei comportare poate fi surprinsă corect [și] de un model de tip bară) .

Rezumând , o analiză pe un model de element finit de tip shell (surprinde atât efectul de șaibă cât și acela de placă încovoiată) conduce la o înțelegere profundă a comportării peretelui și dă indicații corecte pentru conformarea unui mecanism plastic convenabil .

Eforturile secționale de calcul ale riglelor de cuplare și ale montanților s-au determinat corespunzător Metodei de proiectare a capacității de rezistență pentru dirijarea formării unui mecanism favorabil de plastificare- în secțiunile de la capetele riglelor și la baza montanților.

Armarea longitudinală a riglelor de cuplare ale pereților din beton armat s-a realizat continuu pe întreaga lungime a pereților. Armătura de rezistență s-a concentrat la extremitățile secțiunilor . Armarea transversală s-a realizat din bare independente de $\Phi 16/20/10$ în dreptul golurilor și etrieri $\Phi 10/20$ la capetele secțiunii dispuși pe întreaga lungime a pereților (vezi pl R6).

Armarea longitudinală a montanților pereților s-a concentrat la extremitățile montanților . Imbinarea barelor s-a realizat prin petrecere (60Φ) și prin sudura la baza montanților.

Armarea transversală a montanților s-a realizat din bare independente de $\Phi 16/20/10$ în dreptul golurilor și etrieri $\Phi 8/10$ la capetele secțiunii dispuși pe întreaga înălțime a pereților.

9. Realizarea șaibei orizontale (consolidarea structurii în plan orizontal)

Și aici elementul de tip shell este cel mai nimerit pentru înțelegerea comportării . La asemenea deschideri flexibilitatea șaibelor orizontale nu mai e de neglijat , considerarea ipotezei de solid infinit rigid conducând la eforturi exagerate și prin urmare conformări de elemente și armări nejustificate.

Așa cum am precizat , realizarea unei conlucrări spațiale a tuturor elementelor verticale este imperios necesară . Prin aceasta , încă de la nivelul expertizei tehnice și apoi de la fazele incipiente ale proiectului s-a propus realizarea unor planșee cu rol de șaibă orizontală .

Încercările efectuate de laboratorul de construcții București în planșeele de cotă +/- 0.00 , + 4.00 și + 8.00 m au scos în evidență prezența quasi-generală a unor plăci de beton armat de 10 cm grosime la nivelul planșeelor , fie ca planșee propriu-zise , fie ca suprabetonări ale unor planșee din grinzi metalice . Și aceasta în vădită contradicție cu expertiza tehnică sau cu alte materiale care făceau referire la planșee metalice sau de lemn . Este neclar cum și când au putut fi realizate acestea întrucât eforturile datorate contracției într-un planșeu de peste 100 m lungime sunt de nepreluat . Nu este cert dacă și unde există continuitate între corpuri . Probabil că fenomenul de contracție nu s-a manifestat însemnat datorită faptului că realizarea construcției s-a făcut în etape , pe parcursul mai multor ani , iar contracția s-a consumat pe rând .

În orice caz chiar dacă condiția de șaibă orizontală se presupune satisfăcută parțial sau total la nivelele inferioare , rămâne ca necesară asigurarea unui efect similar și la cota + 16.00 m . Iar acest lucru se va realiza cu planșee din beton armat pe unele corpuri intercalate cu planșee metalice între ele . Se creează astfel , constructiv , niște macrorosturi de dilatație . Realizarea planșeelor de legătură metalice dintre porțiunile de planșee de beton armat se va face după consumarea contracției betonului .

O problemă specială o ridică Sala Pașilor Pierduți care beneficiază de plafon numai la cota + 16.00 m și nici aceasta nu este în plan orizontal . Indiscutabil că această zonă trebuie să se integreze cu restul structurii (am văzut că cele mai mari avarii se întâlnesc la acest corp care suferă de lipsa de conlucrare cu corpurile adiacente) iar acest lucru se poate realiza bine numai la ultimul nivel . Pe conturul Sălii Pașilor Pierduți se întâlnesc planșee plane din grinzi metalice (parțial) contravântuite . Ce este defavorabil este faptul că aceste planșee prezintă câteva “sărituri” importante de la capete către centru . În dreptul Sălii Pașilor Pierduți plafonul este arcuit , el fiind realizat din grinzi cu zăbrele dispuse în plan vertical , legate între ele la partea de jos , dar în nici un caz nu poate fi vorba de contravântuire . Prin urmare în această zonă se va realiza o contravântuire generală , care va fi de fapt o grindă cu zăbrele spațială . În zonele plane soluția metalică va fi înlocuită de planșee de beton armat . Această situație a ridicat probleme deosebite la conceperea soluției ca și la imaginarea detaliilor . În mod cert și la execuție dificultățile vor fi mari și va atrage necesitatea unui executant înalt calificat .

Un alt aspect important a fost faptul că , datorită concentrării în zone restrânse ale elementelor de rezistență verticale , eforturile care se transmit la planșeu în aceste zone sunt foarte mari . În unele cazuri este vorba de 700 – 800 de tone iar pentru preluarea acestor forțe s-au conceput soluții metalice complexe din care nu lipsesc profilele mari (de pildă I300 sau U300) . În principiu soluția constă în : în pereți , la nivelul planșeelor , sunt încastrate cu ajutorul unor conectori din oțel laminat sau din oțel beton , profile metalice de mare capacitate care apoi difuzează efortul în placa de beton armat prin mai multe “dopuri” realizate tot din oțel înglobat în placa de beton în găuri carotate cu diametrul de 35 cm sau găuri de 60 cm diametru realizate prin spargerea plăcii . Nu peste tot este nevoie de profile puternice , de multe ori amplasarea unor platbande (de exemplu 300 x 10) în contravântuiri , la nivelul planșeelor , fiind suficientă . În acest fel se realizează în același timp și legătura dintre corpuri . Desigur că , și în acest caz , imaginarea unor astfel de detalii , care să fie și realizabile a necesitat un efort considerabil iar la execuție va ridica unele probleme .

O alternativă elegantă la această soluție ar fi utilizarea fibrelor de carbon în locul profilelor și platbenzilor metalice , după aceeași geometrie , ancorate în pereții și în plăcile de beton prin folosirea acelorași “dopuri” metalice înglobate în beton . Aceste fibre pot prelua eforturi de întindere de 8 ori mai mari decât oțelul OL 37 și pot fi mult mai lesne montate . Ele ar urma să preia eforturile de întindere , în timp ce compresiunile ar fi preluate de planșeele de beton armat .

10. Concluzii

Clădirea Palatului de Justiție din București este o clădire deosebită atât din punct de vedere social și arhitectural cât și din punct de vedere al structurii de rezistență .

În urma diverselor studii și expertize s-a ajuns la concluzia că această construcție trebuie urgent pusă în siguranță . Firmele de proiectare SC STRUCTURAL CONEXPERT și SC AEDIFICIA MP SRL au colaborat pentru realizarea proiectului de consolidare .

Amploare și diversitatea construcției au atras după sine probleme deosebite la realizarea proiectului de consolidare . Conceperea și fundamentarea soluției , realizarea dimensionărilor și a detaliilor a reclamat un efort considerabil din partea proiectanților .

Aceștia au prezentat în acest articol câteva din cele mai importante considerente legate de realizarea acestui proiect . Nu sunt singurele aspecte deosebite întâlnite . Parte dintre ele au mai fost surprinse în alte lucrări de specialitate .

Probabil că unele dintre ele vor face obiectul unor viitoare comunicări căci sursa este bogată, iar subiectul constituie un excelent exemplu de tratare a consolidării unei asemenea clădiri .