

19. ESEMPI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE

- 19.1 L'ingegnere è *progettista strutturale* non *calcolatore delle strutture*
- 19.2 Uso di elementi finiti bidimensionali per una vasca in c.a.
- 19.3 Uso della matrice di influenza per l'analisi statica di un ponte storico
- 19.4 Uso dell'analisi non lineare per un solaio di grande luce in c.a.
- 19.5 Uso di più modelli di calcolo per solai nervati
- 19.6. Semplici esempi di giunti trave-pilastro in strutture di acciaio
- 19.7 Controventatura di irrigidimento di un ponte pedonale in acciaio
- 19.8 Prototipo di sovrappasso stradale in acciaio
- 19.9 *Composizione strutturale* per la "Cupola della Ghiacciaia" di Milano

In questo capitolo cerchiamo di soddisfare una frequente richiesta dei nostri allievi: quella di vedere qualche applicazione concreta delle teorie e dei metodi insegnati nel nostro corso.

19.1 L'ingegnere è progettista strutturale non calcolatore delle strutture

Nella lezione introduttiva delle dispense precedenti [14] erano riportate le parole di incoraggiamento agli allievi del Prof. Aldo Cauvin (maestro e padre adottivo dell'ing. Stagnitto):

"nessuno si spaventi: come Roma non è stata edificata in un giorno, così la vostra competenza in materia si svilupperà gradualmente. Il nostro corso ha per contenuti solamente le basi operative essenziali della disciplina, le fondazioni, per così dire, sulle quali potrà essere edificata la vostra futura cultura in materia. Tale edificazione è compito non solo dei corsi specialistici successivi, ma soprattutto della volontà di approfondimento individuale, che, sotto lo stimolo di esigenze professionali e di interessi culturali, ciascuno avrà in futuro. La scuola può solo porre le basi: la costruzione di una vera cultura è essenzialmente il frutto della volontà di approfondimento e di ricerca del singolo."

Il Prof. Cauvin dedicò il suo impegno didattico e professionale al fine di evidenziare **l'aspetto creativo ed inventivo, oltre che tecnico, della progettazione strutturale.**

Egli, ad esempio, non permise *mai* a nessun allievo di utilizzare l'espressione "calcolatore delle strutture": *"Bandiremo quindi, dal nostro linguaggio, il termine "calcolatore delle strutture" per sostituirlo con quello, più estensivo e più appropriato di "progettista strutturale" ([14], pag. II).*

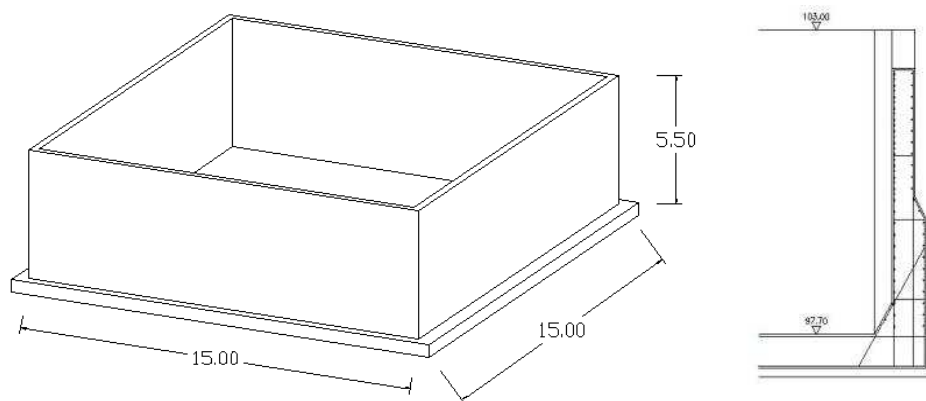
19.2 Uso di elementi finiti bidimensionali per una vasca in c.a.

Vasca di omogeneizzazione in calcestruzzo armato.

Progetto strutturale dell'Ing. **Giovanni Moncalieri** - Collaborazione dell'ing. Giuseppe Stagnitto.



Parte fuori terra della vasca di omogeneizzazione



Dimensioni della vasca in calcestruzzo armato

L'altezza delle pareti - l'acqua può raggiungere una profondità di 5 metri - provoca una spinta idraulica di notevole entità: infatti, poiché il momento flettente alla base delle pareti è proporzionale al cubo dell'altezza, a parità di spessore delle stesse, si deve adottare **un'armatura quasi 5 volte superiore** a quella di una vasca, di altezza più usuale di circa 3 metri.

La vasca è stata modellata con gli elementi finiti bidimensionali introdotti al capitolo **18**. Sono state considerate diverse condizioni di carico (a vasca piena e a vasca vuota) e diversi modelli di comportamento del terreno sottostante.

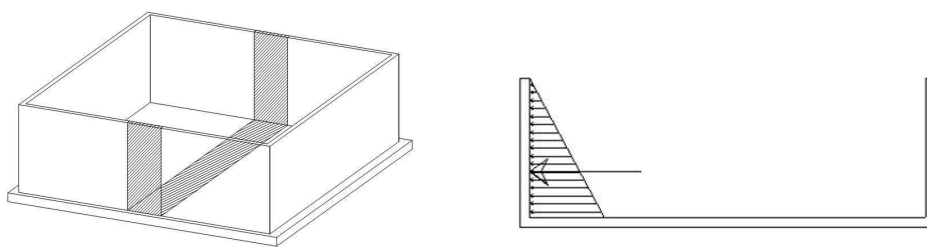
Seguendo l'impostazione metodologica su cui abbiamo insistito più volte nel nostro corso (vedi, ad esempio, i punti **4.5**, **11.5**, **11.7**, **16.7**) i calcoli sono stati controllati con i classici risultati delle formulazioni analitiche che (in assenza dei moderni strumenti di calcolo) producevano tabelle come quelle riportate nel libro del Prof. Timoshenko *Theory of plates and shells*.

Come al solito, un primo controllo è quello di "costringere" il computer a restituirci il risultato di un calcolo semplificato manuale, dopo avere modificato opportunamente le rigidezze di parte della struttura.

Prescindendo dalla forma dell'output propria del programma di calcolo utilizzato, il fine di una relazione di calcolo dovrebbe essere quello della **sintesi dialettica**: il dato numerico deve sempre essere guardato con sospetto, **come un imputato costretto a difendere la propria attendibilità**.

A questo proposito riportiamo un brano del Prof. Sarà dell'Università di Napoli:

*"Si consideri come il ricorso sempre più esteso agli strumenti informatici tenda ad indurre il progettista ad una ricezione passiva dei dati ottenuti mediante programmi di calcolo sempre più sofisticati, con conseguente **progressiva riduzione del ricorso a strumenti tradizionali, ma fondamentali, di valutazione** quali l'esperienza ed il giudizio critico" [dal volume *Crolli e affidabilità delle strutture civili*, Padova, 2001].*



Comportamento monodimensionale di una striscia ideale di parete

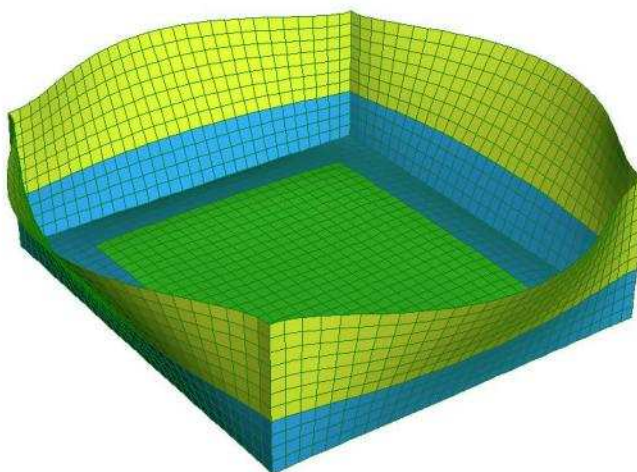
L'utilizzo del computer permette di eseguire varie simulazioni: ad esempio quelle, fondamentali, riguardo la scelta degli spessori del fondo e delle pareti.

Nella figura seguente è riprodotta la deformata relativa ad una di queste simulazioni: il diverso colore della parte inferiore delle pareti corrisponde ad un diverso (maggiore) spessore delle stesse.

Si è potuto così stabilire che una scelta adeguata degli spessori rende la vasca meno sensibile al comportamento meccanico del terreno, che è quasi sempre incognito.

Nostro scopo non può essere infatti quello di ottenere la vera soluzione statica, ma i limiti entro i quali il regime statico della struttura può ragionevolmente ritenersi compreso.

Infatti, ogni analisi strutturale che ricerca le situazioni limite nella quale è ragionevolmente compresa la realtà fisica *“è sempre preferibile ad una schematizzazione unica che, solo apparentemente, mostri di raggiungere una migliore approssimazione”* (M. Pagano, *Teoria degli edifici*, Napoli, 1977).

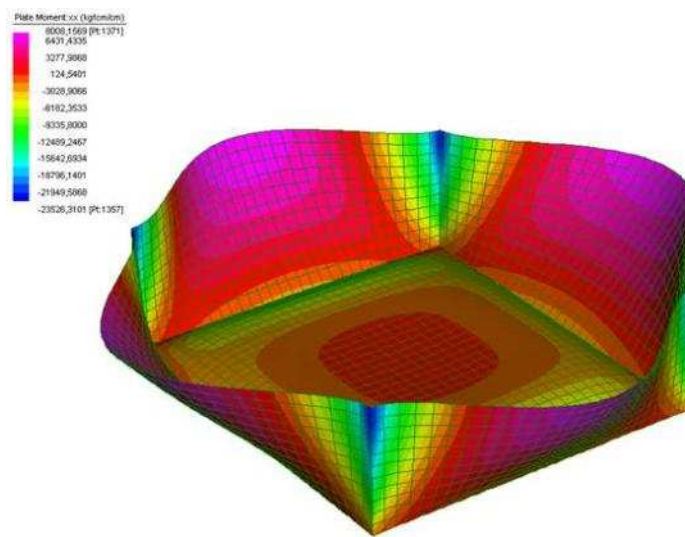


Deformata della vasca (piena) per effetto del peso proprio e della spinta idrostatica

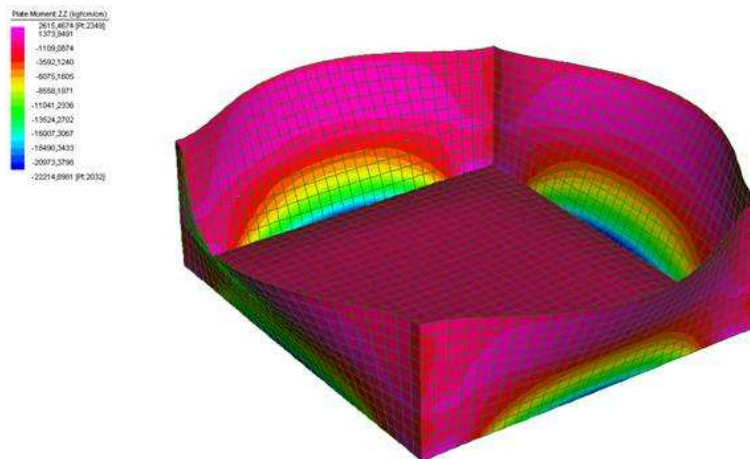
Nelle attività di progettazione strutturale conviene dapprima esaminare separatamente le diverse componenti di sollecitazione, per elementi finiti bidimensionali, introdotte al punto **18.1**.

Le figure mostrano con graduazione di colore i valori dei momenti flettenti (in direzione orizzontale e verticale) e dei momenti torcenti (per ottenere questi grafici vanno armonizzati gli orientamenti dei sistemi locali di riferimento delle pareti).

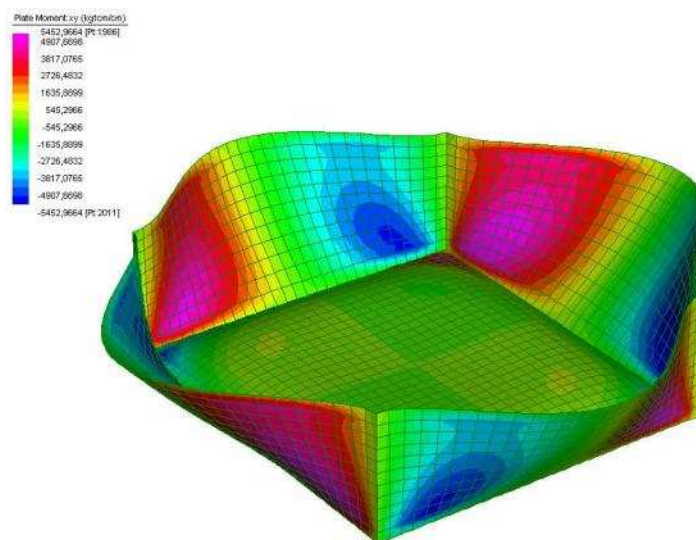
NOTA - Nella figura dei momenti torcenti, l'allievo può ritrovare un esempio applicativo dei concetti appresi al punto 18.6: al centro della vasca, per simmetria, il momento torcente è nullo.



Andamento delle azioni flettenti orizzontali



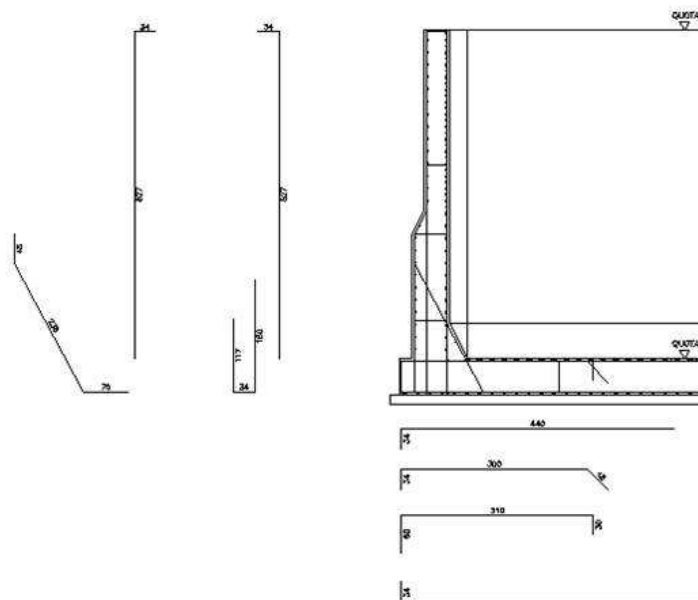
Andamento delle azioni flettenti verticali



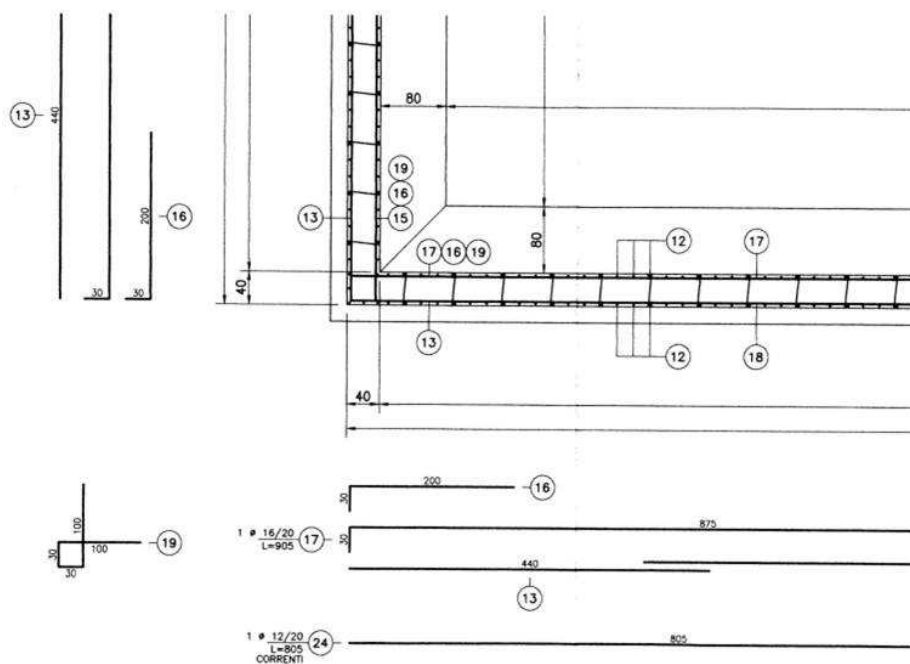
Andamento dei momenti torcenti

Riportiamo schemi della disposizione delle armature:

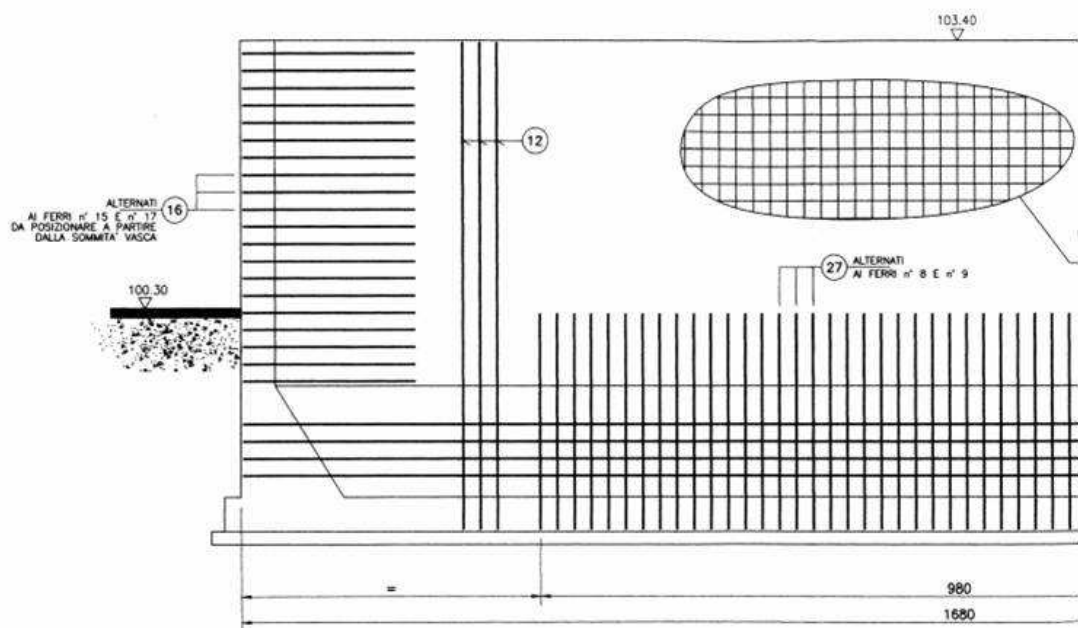
- armature nello spigolo tra parete verticale e fondo della vasca;
- armature nello spigolo tra due pareti verticali;
- disposizione delle armature nelle pareti verticali.



Armature nello spigolo tra parete verticale e fondo della vasca



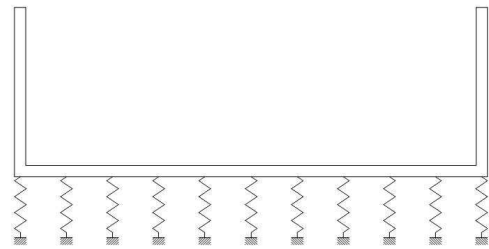
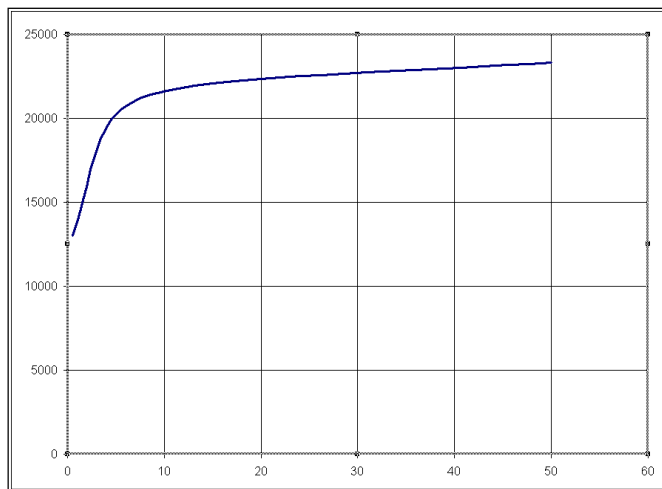
Armature nello spigolo tra due pareti verticali



Disposizione delle armature nelle pareti



Posa dell'armatura nella parte inferiore delle pareti



Momento flettente verticale alla base della parete in funzione del modulo di reazione K del terreno

La figura mostra l'andamento del momento flettente verticale alla base della parete in funzione del modulo di reazione K del terreno, conseguente ad una scelta "adeguata" degli spessori delle pareti e del fondo.

Rileviamo che, a partire da valori di K corrispondenti ad un terreno adeguatamente preparato ($10 < K < 15$) il momento alla base della parete verticale (parametro fondamentale di progetto della vasca) è poco **sensibile all'incertezza del comportamento meccanico del terreno**.

Considerazioni sulla strategia d'uso degli elementi finiti

Il confronto con i risultati analitici della letteratura mostra che un calcolo bidimensionale con *meshatura* automatica utilizzando elementi finiti con quattro nodi (vale a dire con funzioni di forma lineari) non è adatto ad interpretare il funzionamento statico con gradienti di azioni interni così elevati come quelli provocati dal carico triangolare della spinta idrostatica.

Rieseguendo gli stessi calcoli con elementi finiti a 8 nodi (vale a dire con funzioni di forma quadratica, invece che lineare) **aumenta il tempo di calcolo, ma anche la precisione dei risultati**.

Trova così conferma un noto principio operativo (vedi *Complementi di Tecnica delle Costruzioni* [2], pag. 123):

Un dilemma fondamentale che sorge è se utilizzare un numero limitato di elementi di ordine superiore o un numero elevato di elementi semplici.

Il confronto fra esperimenti numerici e soluzioni analitiche rivela che gli elementi di ordine superiore al primo, usati in numero limitato, sono da preferire a quelli del primo ordine usati in maggior numero.

19.3 Uso della matrice di influenza per l'analisi statica di un ponte storico

Verifica dell'idoneità statica e progetto di rinforzo di un ponte secolare in pietra a più arcate a cura del Prof. Ing. **Aldo Cauvin** e dell'Ing. Giuseppe Stagnitto, in collaborazione con l'ing. **Alessandro Pederzani** della *Anastasi SA Ingegneria* di Locarno.

Affrontando e risolvendo questo caso concreto, si è svolta una ricerca teorica e metodologica a cui hanno dato il loro contributo anche gli Ingegneri **Alessandro Cappini**, **Massimiliano Ghioni**, **Paolo De Andreis**.

Una preliminare ricerca storica ha indirizzato le indagini sperimentali, dirette dagli Ingegneri **Pier Paolo Rossi** e **Christian Rossi**, che sono state complesse e, per certi aspetti, spettacolari (nella fotografia seguente si vedono rocciatori che calandosi con delle funi predispongono le apparecchiature di prova).



Posizionamento di apparecchiature di misura ad opera di rocciatori

Come mostra la figura seguente, il progetto di rinforzo del ponte sostituisce al riempimento, privo di significato strutturale, un sistema collaborante in calcestruzzo armato che salvaguarda la funzionalità statica di tutte le strutture murarie.

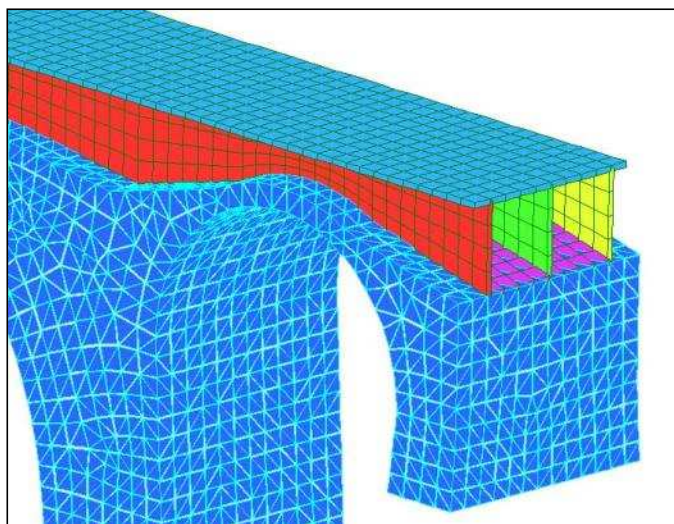


Vista assonometrica della struttura di rinforzo in calcestruzzo armato

Sull'estradosso dell'arco si getta una soletta curva sottile sulla quale si costruiscono setti verticali incrociati così da ottenere una struttura scatolare di grande rigidezza.

Il peso proprio di questa struttura di rinforzo grava sugli archi in pietra; i carichi di circolazione stradale interessano invece il sistema collaborante struttura scatolare-arco.

Per questo motivo la modellazione strutturale è stata complessa, in quanto ha dovuto utilizzare nello stesso modello di calcolo sia elementi finiti bidimensionali, (elementi *shell* per la soletta curva e per i setti verticali) sia elementi finiti tridimensionali (elementi *brick* per la muratura in pietra).



Questa è un'attualizzazione delle considerazioni svolte al punto 1.1.

Nell'analisi del ponte rinforzato si è applicata la metodologia sviluppata nel capitolo 6, al fine di ottenere automaticamente i valori estremi delle sollecitazioni, sulla base della matrice *dei carichi* M_{car} e della matrice di influenza M_{inf} .

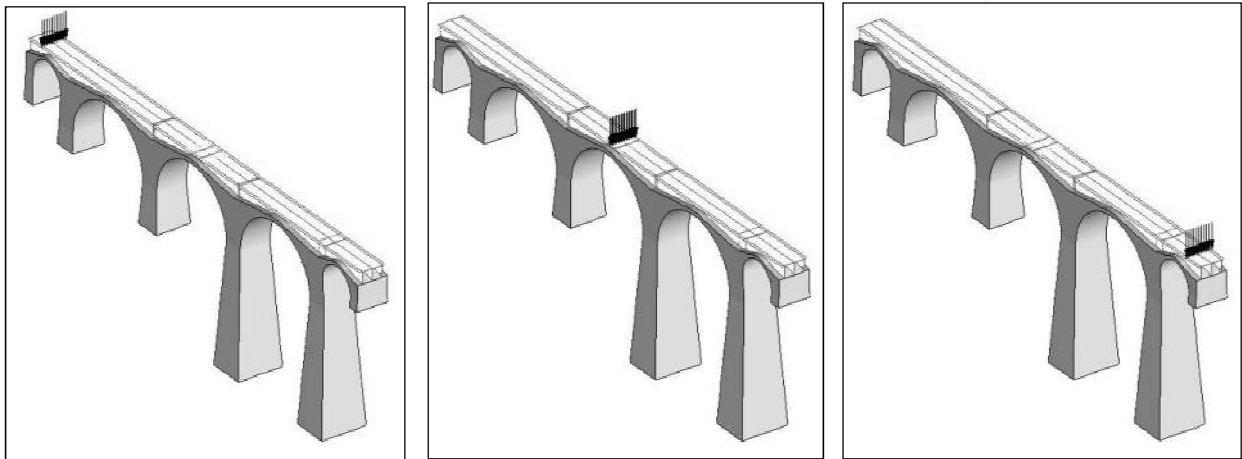
Come chiarito al punto 8.1, il metodo di *parzializzazione della matrice di influenza* si può utilizzare per determinare i valori estremi dovuti ai diversi valori e ai diversi posizionamenti delle azioni esterne per **ogni scalare** per il quale valga il principio di sovrapposizione degli effetti (quindi anche per le componenti delle azioni interne di elementi finiti bidimensionali).

La costruzione della matrice di influenza è quella spiegata nel capitolo 6.

Si è considerato dapprima il caso di un carico unitario centrato (ovvero di una *lama di carico* equivalente che interessa l'intero impalcato del ponte) e poi quello di un carico unitario eccentrico (ovvero di una *semi-lama equivalente* che interessa una sola delle due corsie del ponte).

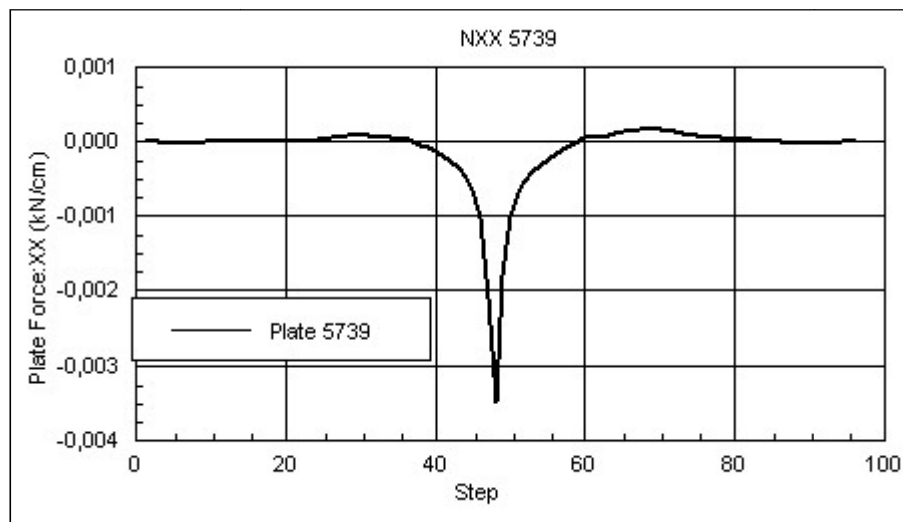
Infatti la presenza della maglia di setti verticali che collega le due solette rende legittima la seguente ipotesi: gli effetti di un carico concentrato sono equivalenti a quelli di una distribuzione uniforme di pari intensità complessiva.

La figura seguente mostra tre posizioni della lama di carico equivalente per carico centrato. Il calcolo è stato eseguito per 96 posizioni con passo pari a 1 m.



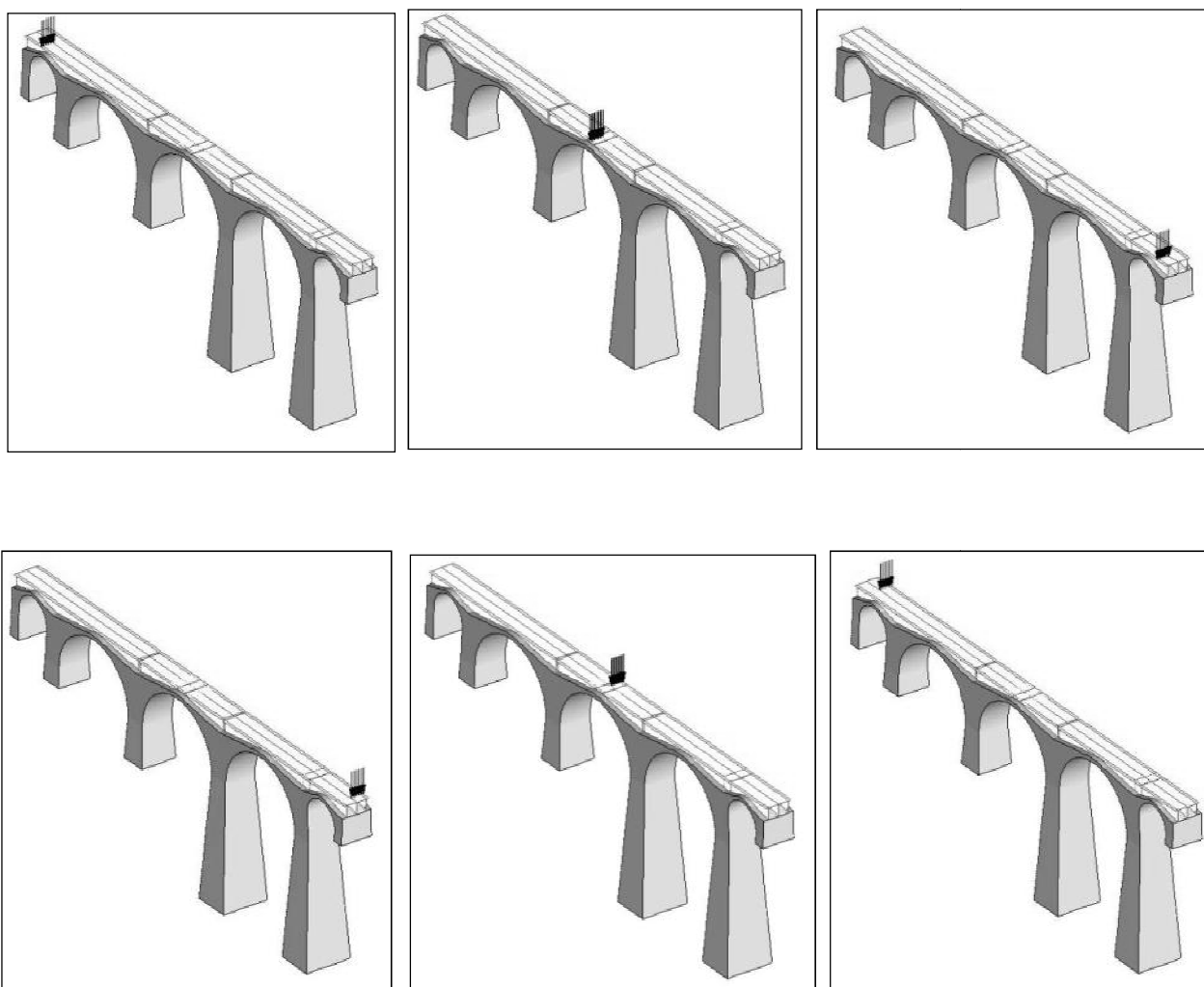
Tre posizioni di carico della lama equivalente per carico centrato.

A titolo di esempio, la figura seguente mostra la linea di influenza dell'azione assiale in direzione longitudinale (*NXX*) dell'elemento al centro della soletta superiore di rinforzo in chiave dell'arco centrale del ponte.



Linea d'influenza per la sollecitazione assiale nell'elemento shell n. 5739 per carico centrato.

La figura seguente mostra sei posizioni della lama di carico equivalente per carico eccentrico, vale a dire un carico che grava su una sola delle due corsie del ponte.



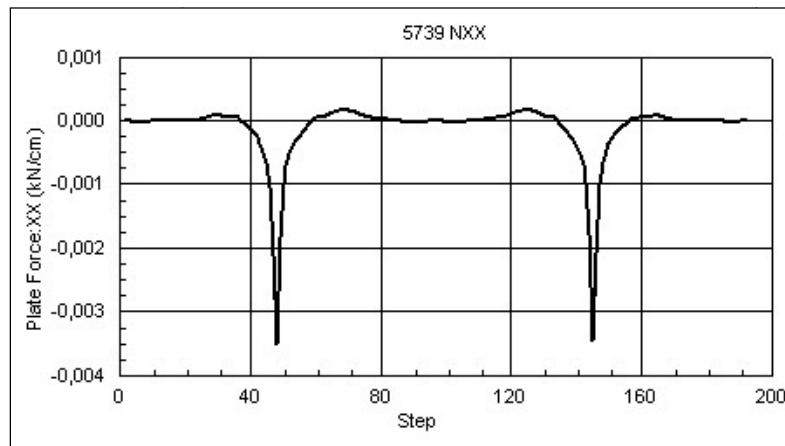
Sei posizioni di carico della lama equivalente per carico eccentrico.

La procedura è identica a quella precedente in quanto questa nuova indagine equivale a studiare un ponte ottenuto sezionando lungo l'asse di simmetria quello originale, e raddoppiandolo nella lunghezza, come se si fosse aperto ruotandolo di 180° intorno ad un estremo.

NOTA - Il metodo spiegato integra in *una sola procedura* l'indagine solitamente scissa in due fasi successive di posizionamento dei carichi (vedi punto **10.2**):

- posizionamento dei carichi in senso longitudinale;
- ripartizione delle azioni interne in senso trasversale.

Osserviamo che la linea di influenza, in questo caso, costituisce il semplice raddoppio di quella precedente relativa al caso di carico di una lama occupante l'intero impalcato. Anche i valori delle ordinate sono praticamente coincidenti: infatti stiamo esaminando l'azione assiale longitudinale in un elemento posto al centro dell'impalcato ed è logico attendersi, per simmetria, che l'effetto dovuto al carico completo sia la somma degli effetti dovuti ai carichi parziali.



Linea d'influenza per la sollecitazione assiale nell'elemento shell n. 5739 per carico eccentrico.

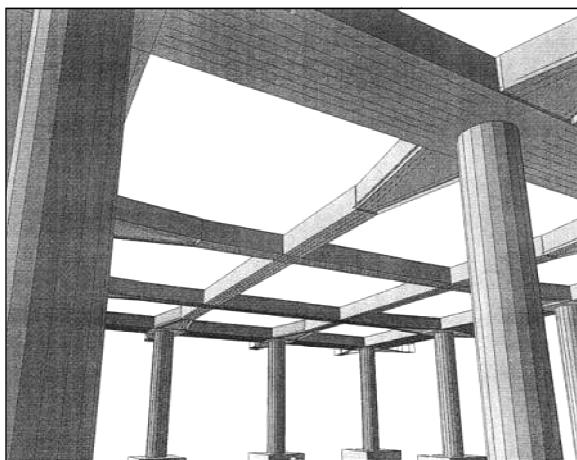
Quando invece consideriamo un altro tipo di sollecitazione, sensibile all'eccentricità del carico, otteniamo linee di influenza sostanzialmente differenti nei due casi di carico centrato e di carico eccentrico.

19.4 Uso dell'analisi non lineare per un solaio di grande luce in c.a.

Solaio di biblioteca sotterranea nell'Università degli Studi di Milano - Sede centrale.

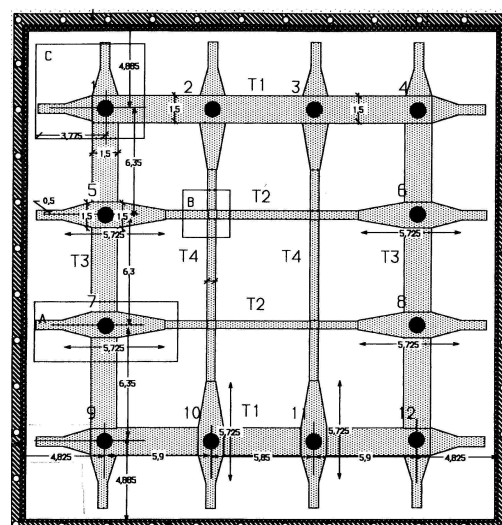
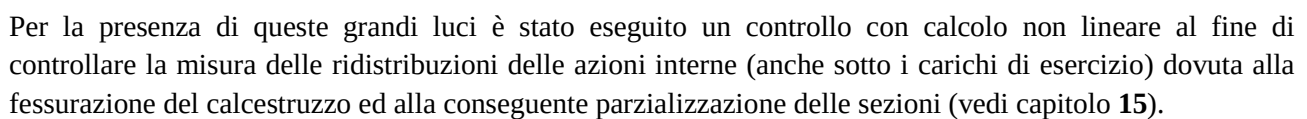
Progettista dei lavori di recupero dei cortili: Arch. **Antonio Montanari**.

Progetto e direzione lavori delle strutture in calcestruzzo armato: Prof. Ing. **Aldo Cauvin**, in collaborazione con l'Ing. Giuseppe Stagnitto. Ha contribuito allo sviluppo delle analisi non lineari l'Ing. **Marco Vercesi**.

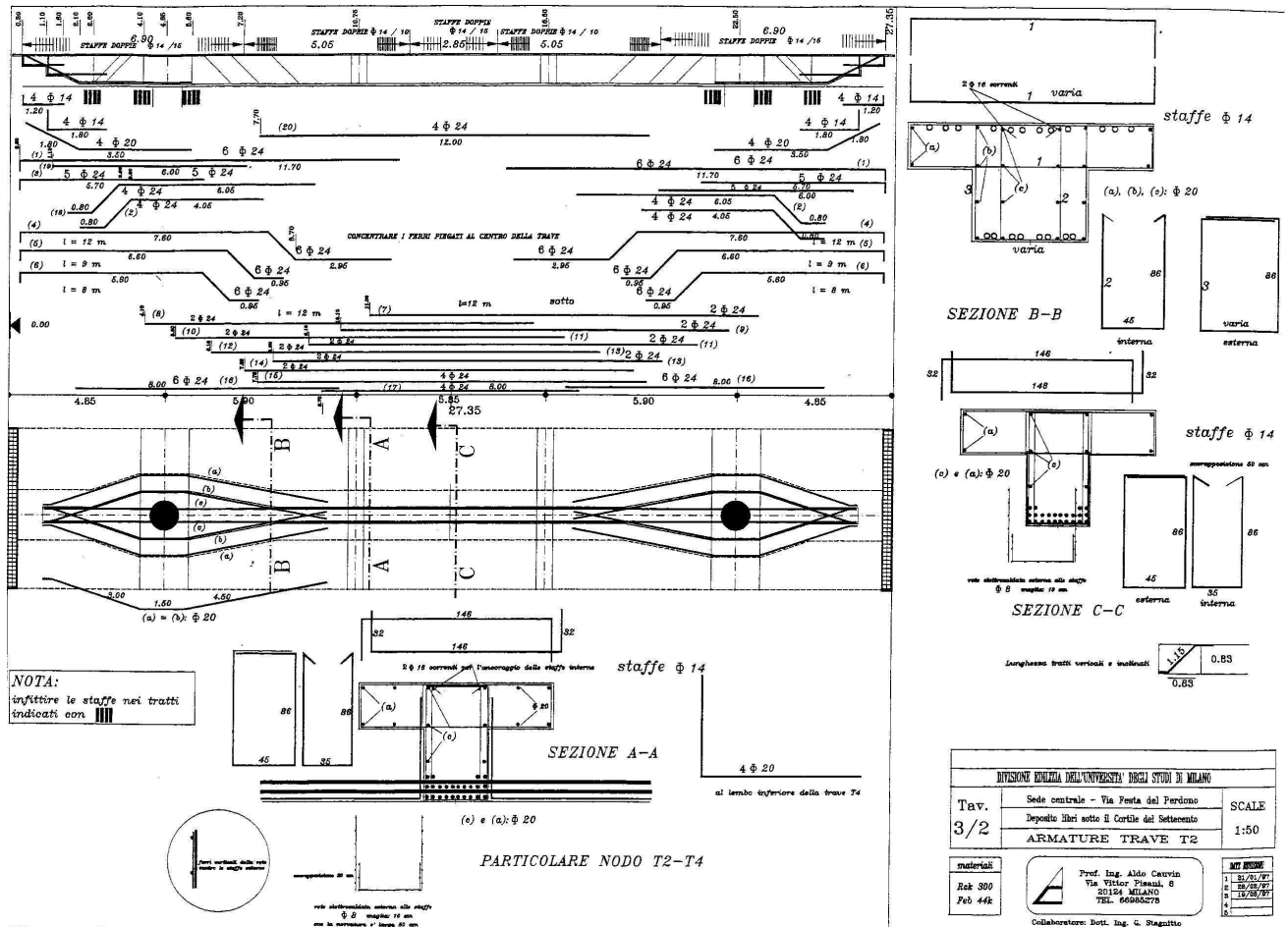


Vista delle nervature del solaio di grande luce e foto delle armature

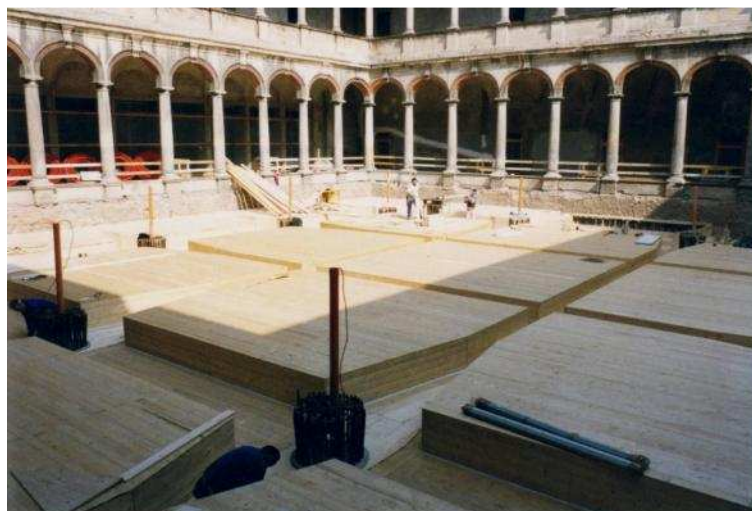
Nella seconda guerra mondiale fu parzialmente distrutto. La ricostruzione, tutt'ora in corso, è iniziata nel 1953.



Il solaio è a pianta quadrata con lato di circa 30 metri (la prospettiva rappresenta le sole nervature e non la soletta ad esse sovrapposta). Le due travi centrali intersecantisi (identificate nella pianta precedente con le sigle T2 e T4) hanno una luce libera di circa 20 metri. Si riporta, a titolo esemplificativo, uno schema di studio per la disposizione delle armature della trave T2.



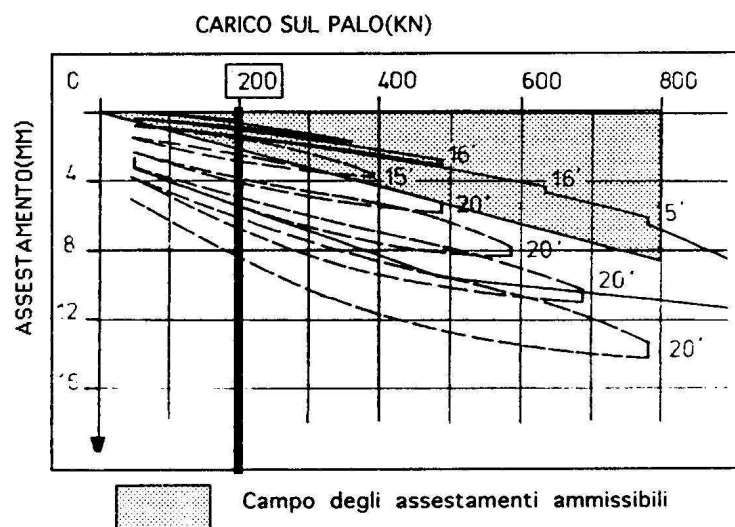
Osserviamo come il progetto abbia previsto una nervatura di minore larghezza in corrispondenza della mezzera delle travi centrali e la rastrematura verso la maggiore larghezza in corrispondenza degli estremi (al fine di ottenere la sufficiente resistenza alle elevate azioni di taglio). La differente larghezza delle nervature è ben evidenziata nell'immagine seguente che raffigura la cassetteria.



Le fondazioni dei pilastri circolari sono di tipo indiretto, costituite da plinti su micropali trivellati. Infatti, per la natura altamente iperstatica di questa struttura di grandi luci, le fondazioni devono subire i minimi assestamenti differenziali (frequenti nei casi di fondazioni dirette).



Le prestazioni richieste ai pali trivellati sono state descritte da un diagramma carico-assestamento.



Sintesi sull'analisi non lineare del c.a.

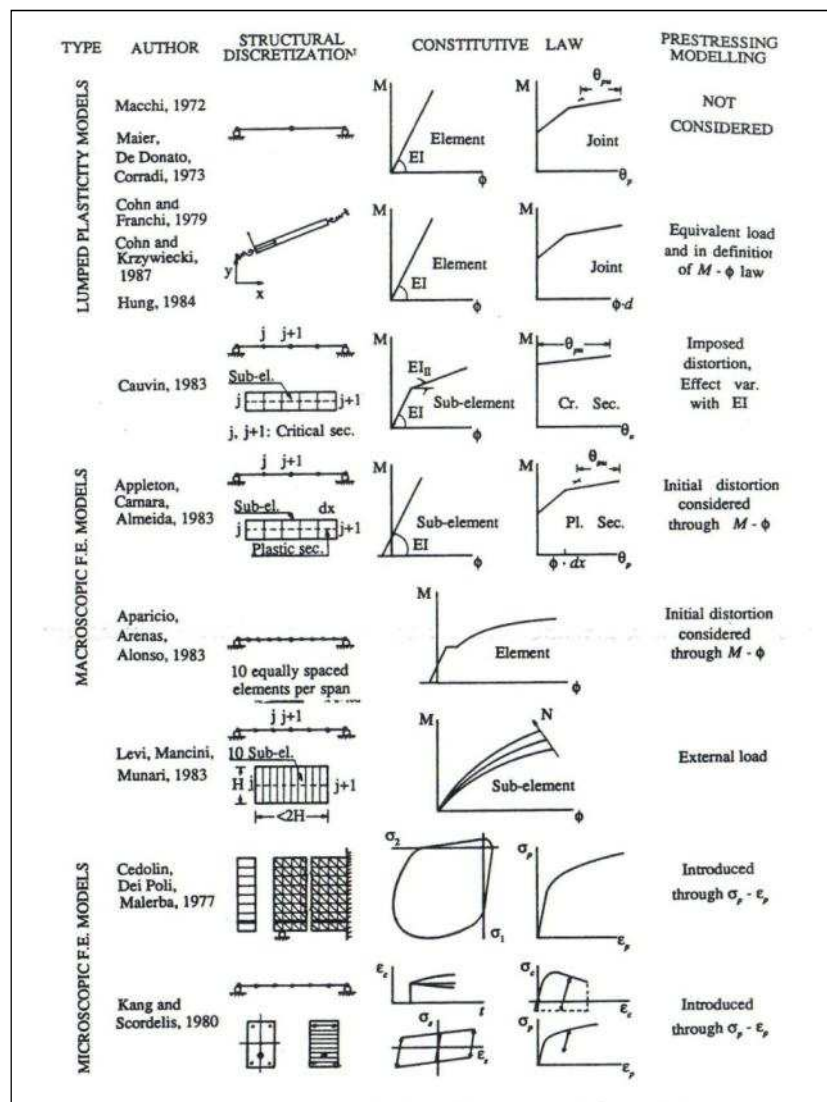
È opportuno, per una migliore comprensione degli argomenti trattati, effettuare un breve richiamo sul concetto di *analisi non lineare*.

Dalle lezioni del Prof. Aldo Cauvin è possibile trarre la sintesi seguente:

“Come noto, l’analisi non lineare di strutture a telaio spaziali in calcestruzzo armato può essere affrontata a diversi livelli di complessità e la sua evoluzione storica e’ caratterizzata, in generale, dal passaggio da metodi semplificati a metodi sempre più complessi.

Ciò non significa però che necessariamente un metodo più complesso sia effettivamente più preciso e adatto ad ogni possibile utilizzazione: i metodi più sofisticati sono computazionalmente più pesanti e quindi inadatti ad essere applicati a strutture complesse, quali quelle che si incontrano di solito nella pratica professionale. Inoltre è spesso difficile definire con sufficiente attendibilità alcuni dati aleatori d'ingresso, quale ad esempio la resistenza media a trazione del calcestruzzo, per cui la maggiore sofisticazione del metodo non necessariamente conduce a risultati più precisi.

Nella figura tratta da una pubblicazione di Riva P e, Cohn M.Z., "Engineering approach to nonlinear analysis of concrete structures"[ASCE Structural vol. 116, N° 8, August 1990,] e' sintetizzata l'evoluzione di tali metodi, citando alcune fasi fondamentali.



Evoluzione storica dell'analisi non lineare: strutture monodimensionali

Quindi il problema, in sé complesso, e' stato affrontato a diversi livelli di accuratezza che appare opportuno classificare secondo i criteri indicati nella figura seguente tratta dal testo A. Cauvin, G. Stagnitto, *Complementi di tecnica delle costruzioni*, Pavia, 2002 ([2], pag. 157).

COMPLEXITY LEVEL	TYPE OF FINITE ELEMENT	COSTITUTIVE LAWS	LOAD HISTORY	METHOD OF ANALYSIS	TYPE OF ANALYSIS	LEVEL OF ANALYSIS
1	Macroscopic	Holonomic	Monotonically Increasing Proportional	Incremental	Static Quasi-static	Rigid-plastic (plastic an.)
2	Simplified microscopic	Non holonomic	Monotonically Increasing non proport.	Iterative	Dynamic	Nonlinear elastic
3	Microscopic		Repeated loading	Incremental Iterative		Nonlinear elastic-plastic

Metodi di analisi non lineare: strutture monodimensionali

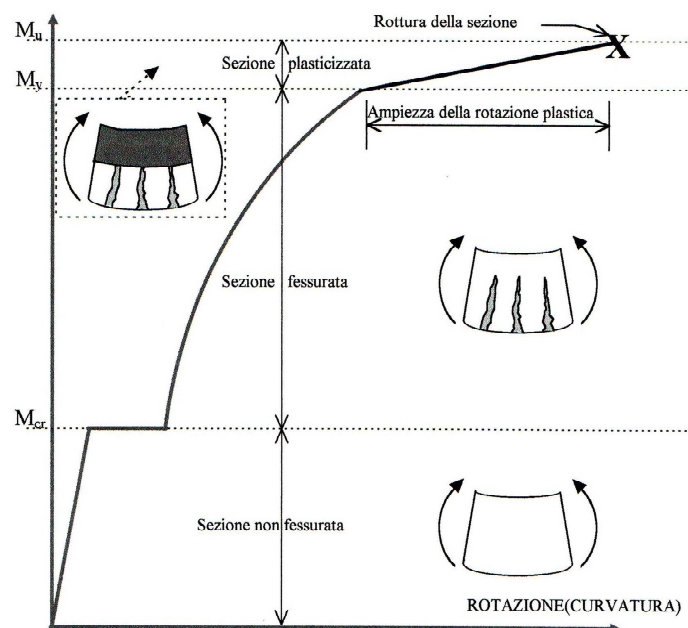
In particolare il tipo di Elemento Finito adottato definisce la complessità del modello matematico.

Come specificato nella prima colonna della figura l'analisi di strutture monodimensionali in regime non lineare può essere effettuata a diversi livelli di esattezza che sono stati definiti come segue.

- Livello macroscopico:** la rigidezza dell'elemento viene determinata sulla base di una legge momenti-curvature costruita con opportuni criteri.
- Livello microscopico semplificato:** si usano elementi suddivisi in un elevato numero di strati ideali con diverso modulo elastico E : ad ogni strato corrisponde un modulo elastico dedotto dalla legge costitutiva del materiale in corrispondenza della deformazione longitudinale subita dallo strato stesso.
- Livello microscopico:** si utilizzano elementi bi o tridimensionali che simulano a livello locale il comportamento strutturale."

Diagramma momento curvatura

Limitiamoci a considerare il primo livello, che utilizza il cosiddetto diagramma momento-curvatura. Esso viene solitamente discretizzato attraverso tre tratti.



1. Il primo tratto corrisponde alla sezione non fessurata in quanto non è stata ancora raggiunta all'estremo teso la resistenza a trazione del calcestruzzo; al raggiungimento di tale tensione si ha nella curva un tratto di discontinuità corrispondente al rilascio di energia che si accompagna all'apertura della fessura.
2. Il secondo tratto corrisponde alla sezione fessurata e quindi caratterizzata da una rigidezza inferiore. Tale rigidezza tuttavia non corrisponde a quella relativa alla sezione reagente fessurata, in quanto interviene l'effetto irrigidente del calcestruzzo in trazione fra una fessura e l'altra (effetto di "*tension stiffening*").
3. Il terzo tratto corrisponde alla plasticizzazione della sezione.

Semplificazioni del diagramma momento curvatura

La semplificazione più drastica che può essere fatta è quella di ipotizzare per il materiale un comportamento rigido-plastico. In tal caso il diagramma momento-curvatura si riduce a una bilatera con un tratto verticale (tratto rigido) e uno orizzontale (tratto plastico).

Su tale ipotesi è fondato il ben noto **calcolo (rigido) plastico**, da noi già introdotto nelle precedenti dispense (vedi [14], punto 36.2)

Una semplificazione di portata più limitata può essere introdotta adottando come stato limite ultimo convenzionale quello corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica in una sezione critica.

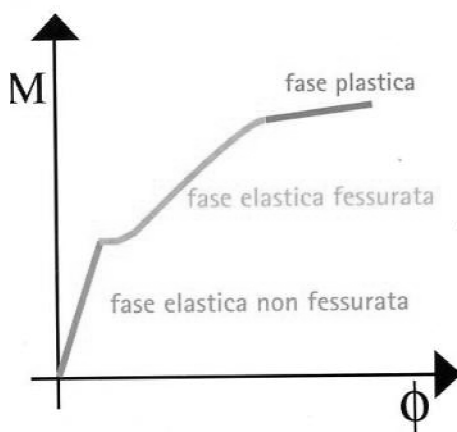
In tal caso si effettua un'analisi non lineare "elastica" in quanto il solo fenomeno non lineare che viene simulato è (oltre, eventualmente, agli effetti del secondo ordine) l'eventuale fessurazione del materiale. Il diagramma momenti curvature si riduce a una bilatera (tratto elastico non fessurato, tratto elastico fessurato).

Un'analisi più completa infine porta a considerare anche il terzo lato del diagramma momento-curvatura, corrispondente al comportamento in fase plastica del materiale; è così possibile valutare le capacità di resistenza della struttura in fase elasto-plastica fino al collasso effettivo della stessa.

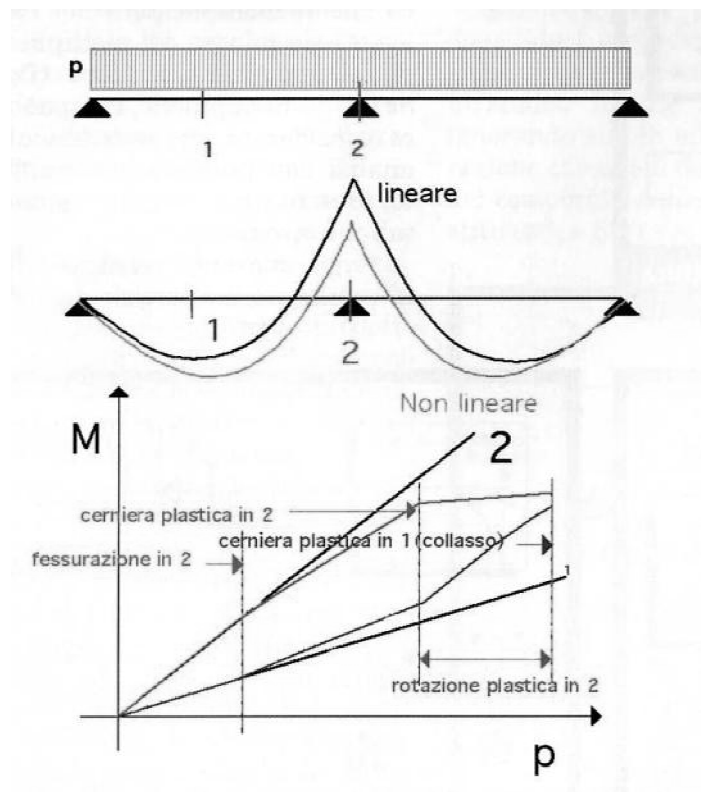
Analisi non lineari di travi continue

Il concetto di redistribuzione delle azioni interne risulta chiaro nel caso di travi continue.

Per sezioni inflesse dobbiamo far riferimento, come già espresso, al diagramma momento-curvatura.



Consideriamo il caso di una trave continua su tre appoggi [vedi Aldo Cauvin, Giuseppe Stagnitto, *Progettazione strutturale: a proposito di fessurazione*, Costruire n.231, 2002]



Il classico calcolo lineare dà il diagramma rappresentato con il tratto più scuro. Quando il momento nella sezione 2 provoca la rottura a trazione del calcestruzzo, si ha una redistribuzione dei momenti per cui diminuisce il momento nella sezione 2 e aumenta il momento nella sezione 1 (diagramma dei momenti in tratto più chiaro).

La redistribuzione dei momenti, **calcolabile correttamente solo con una vera analisi non lineare**, può essere approssimata con le regole introdotte dalla normativa secondo il cosiddetto *coefficiente di redistribuzione* (vedi il capitolo 15)

Analisi non lineare eseguita

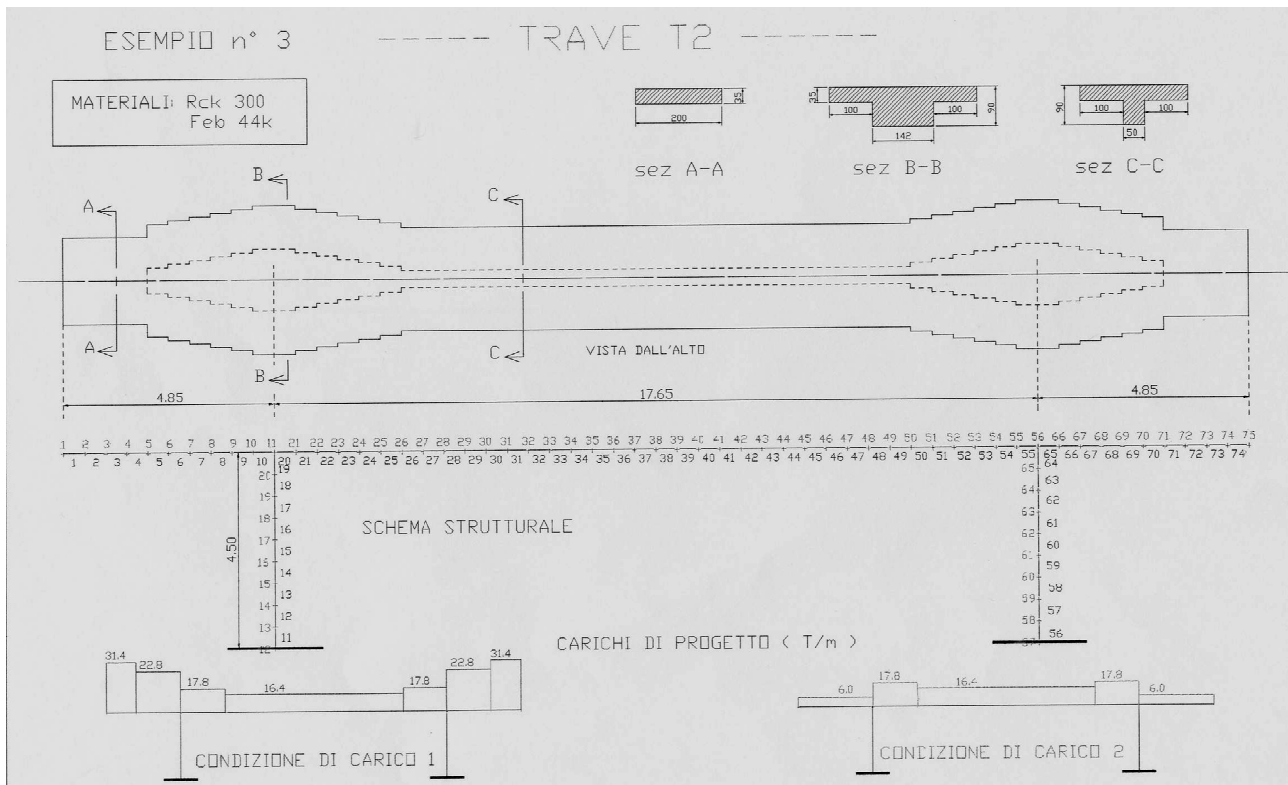
Il calcolo non lineare ha riguardato un telaio derivante dalla *riduzione a struttura piana* del telaio tridimensionale.

NOTA - Osserviamo che vi sono alcune difficoltà, non del tutto risolte dal punto di vista teorico-sperimentale, legate alla complessa interazione, in campo non lineare, tra momento flettente, taglio e torsione.

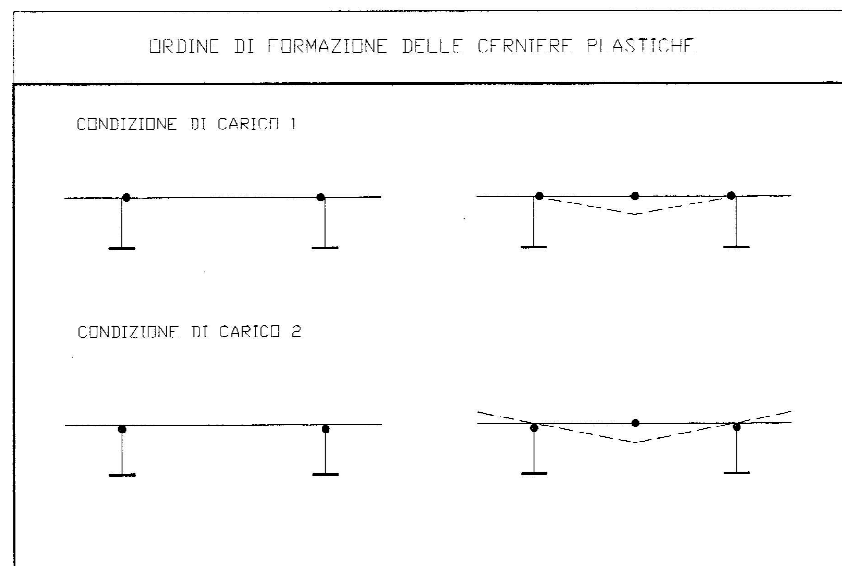
Si sono considerate 2 condizioni di carico:

- condizione 1 in cui il carico è presente sull'intera travata.
- condizione 2 in cui il carico accidentale è presente solo nella campata centrale.

L'analisi non lineare è stata impostata seguendo le ipotesi sintetizzate nella tavola seguente la quale riporta le larghezze d'ala collaborante, le condizioni di carico e la numerazione dei nodi.

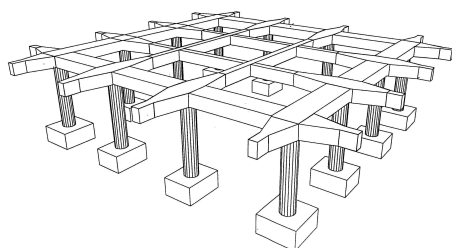


La figura seguente mostra l'ordine di formazione delle cerniere plastiche che risulta differente per le due condizioni di carico considerate.



- nella condizione di carico 1 si ha la prima cerniera plastica all'estremo della trave e la seconda cerniera in mezzeria della campata.
- nella condizione di carico 2 si ha la prima cerniera in testa al pilastro e la seconda cerniera in mezzeria della trave.

19.5 Uso di più modelli di calcolo per solai nervati

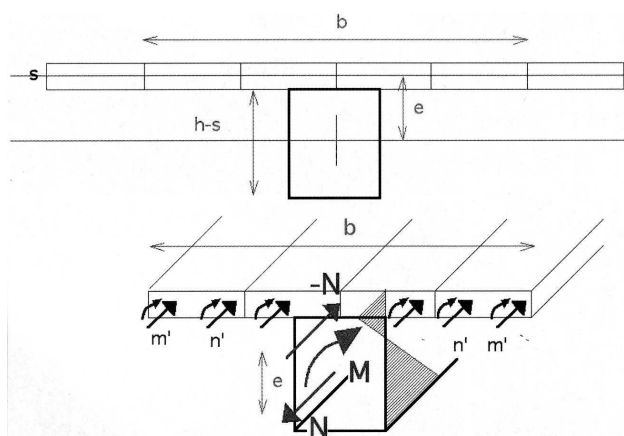


Riprendiamo le considerazioni già svolte nel punto **11.7**, facendo riferimento alla struttura presentata al punto precedente (solaio relativo alla copertura di una biblioteca sotterranea, costruita nella sede dell'Università degli Studi di Milano).

Il tipo di struttura, costituita da una soletta in c.a. con nervature sporgenti nell'intradosso potrebbe suggerire la seguente schematizzazione: una *mesh* di elementi bidimensionali rigidamente collegati con elementi monodimensionali disassati rispetto al piano medio della soletta del solaio.

Tuttavia si rileva che i momenti calcolati per queste nervature sono inferiori a quelli relativi alla trave costituita anche dalla soletta collaborante.

La spiegazione di questa difficoltà è fornita dalla seguente citazione (tratta dall'articolo di Aldo Cauvin e Giuseppe Stagnitto, *Progettazione strutturale: due metodi un esempio*, Costruire n. 229, 2002).



I programmi ad elementi finiti forniscono per ogni elemento di trave e di soletta le azioni assiali e i momenti flettenti. Tuttavia, per effettuare le verifiche a sezione parzializzata richieste dal cemento armato, non è possibile considerare separatamente le travi e la parte di soletta collaborante, in quanto non vale il principio di sovrapposizione degli effetti nel calcolo delle sollecitazioni resistenti.

Questo principio è ritenuto valido, in regime elastico lineare, per le sole sollecitazioni agenti.

E' pertanto necessario calcolare il momento globale agente sulla trave e sulla porzione di soletta con essa collaborante e confrontarlo con il momento resistente a flessione relativo alla sezione parzializzata a T.

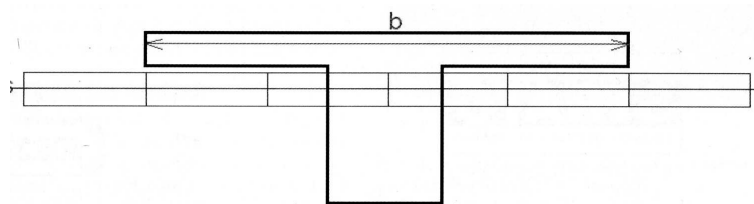
Per quanto detto, il momento globale agente deve essere uguale a:

$$M_t = M + \int_0^b m' \cdot dx + N \cdot e$$

Questo schema di calcolo (elementi di piastra modellanti la soletta ed elementi travi modellanti le nervature) è il più conveniente per cogliere il funzionamento di tutte le parti strutturali per le quali non esistesse il problema “di scindere le azioni”. **Quindi è il più adatto per calcolare gli spostamenti e per calcolare le azioni su elementi isolati come i pilastri.**

Il metodo esposto è tuttavia di troppo pesante applicazione nel calcolo delle azioni interne.

Per questo calcolo conviene adottare uno schema di modellazione come quello riportato nella figura seguente.



In questo schema la rigidezza delle aste viene determinata tenendo conto della larghezza collaborante di soletta e, inoltre, non viene definita alcuna eccentricità fra baricentro della trave e piano baricentrico della soletta stessa. Con questo procedimento si commette l'errore di tener conto due volte (sia pure non nella stessa misura, per via delle diverse eccentricità) della fascia collaborante di soletta.

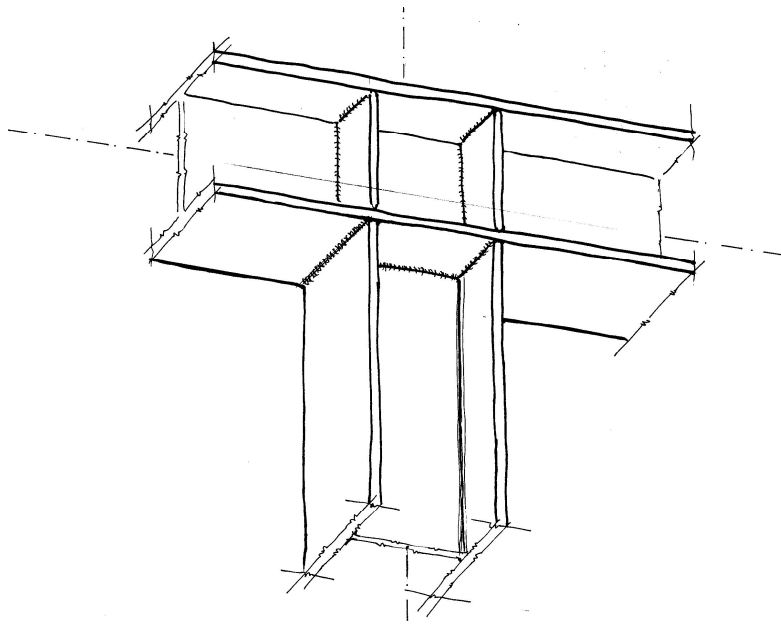
Ciò non comporta sensibili inconvenienti per quanto riguarda almeno la determinazione delle sollecitazioni agenti. Può invece avere una certa influenza (a sfavore di sicurezza) sulla determinazione delle frecce elastiche, in quanto la struttura modellata è sensibilmente più rigida di quella reale.

Il collaudo statico ha confermato la correttezza delle considerazioni svolte, verificando la concordanza tra gli spostamenti sperimentali e gli spostamenti teorici calcolati con il modello costituito da elementi bidimensionali e nervature eccentriche.



19.6. Semplici esempi di giunti trave-pilastro in strutture di acciaio

Il giunto tra un pilastro ed una trave, quando entrambi sono a doppio T, può essere semplicemente realizzato utilizzando costole di *irrigidimento*: la sezione di sommità del pilastro è saldata all'ala inferiore della trave.

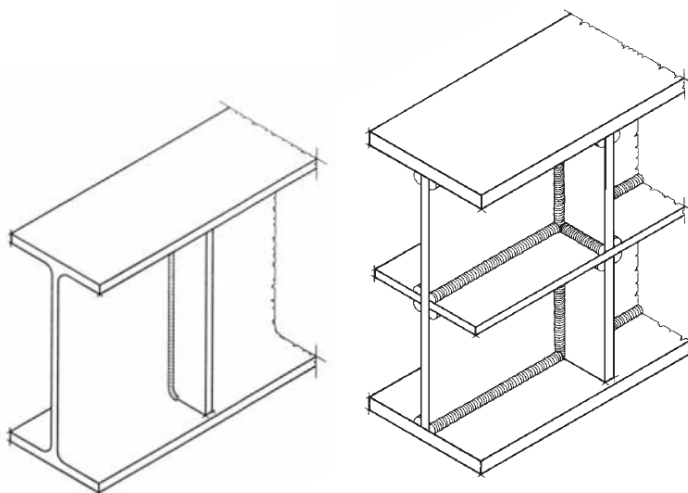


Giunto saldato tra trave e pilastro

Ricordiamo che gli *irrigidimenti* sono efficaci sia contro l'instabilità agli effetti globali, sia contro l'instabilità agli effetti locali (oltre che, ovviamente, efficaci per la resistenza).

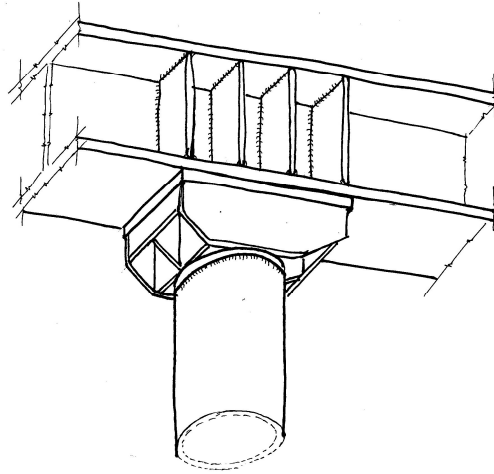
Oltre che nei giunti si devono usare, ad esempio, in corrispondenza degli appoggi e dei punti di applicazione di carichi concentrati.

Sono costituiti da **piatti verticali** (detti *costole*) e da **piatti orizzontali** (continui sulla lunghezza) necessari quando l'anima è molto alta. In questo ultimo caso l'anima è allora suddivisa in pannelli rettangolari.



Irrigidimenti solo trasversali e irrigidimenti trasversali e longitudinali

Quando il pilastro ha sezione circolare (quindi è letteralmente una *colonna*) il giunto con la trave a doppio T può essere risolto, con risultato anche esteticamente gradevole, tramite una sorta di capitello di raccordo, come nello schizzo seguente:



NOTA - Nel nostro studio abbiamo sempre fatto molti schizzi a mano libera.

Il disegno computerizzato, pur con le sue straordinarie possibilità, non ha reso inutili i vecchi "schizzi a mano", anche se ha certamente reso obsoleti i vecchi tavoli da disegno.

Consigliamo agli allievi di esercitarsi spesso nel disegnare a mano alcuni particolari esecutivi interessanti, ad esempio quelli che osservano in alcune costruzioni che li hanno colpiti (per una vera comprensione non è infatti sufficiente eseguire solo fotografie col cellulare).

Un disegnano spesso vale davvero "più di mille parole"; permettendo alla mente di concentrarsi più vivamente sui problemi, si rivela strumento prezioso di indagine e di approfondimento.

La soluzione è stata adottata in una costruzione progettata dall'Ing. **Enio Novara**, in collaborazione con l'Ing. Giuseppe Stagnitto.



Realizzazione dell'idea progettuale

19.7 Controventatura di irrigidimento di un ponte pedonale in acciaio

Il nostro Studio professionale si è interessato al problema di irrigidire, tramite controventatura con cavi tesi un ponte pedonale in acciaio a struttura reticolare tridimensionale.

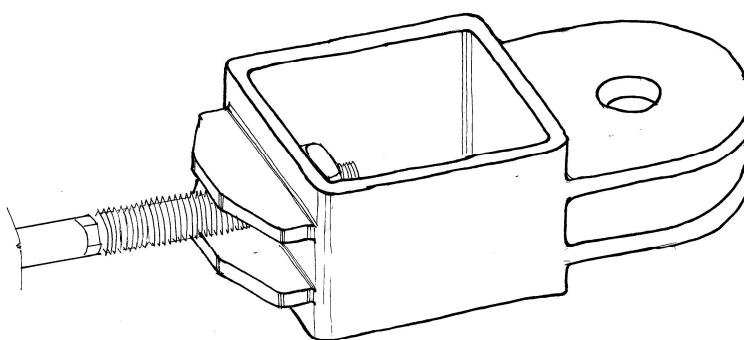
Ha collaborato l'Ing. **Carlo Bevilacqua**.

Le analisi non lineari sono state svolte in collaborazione con l'Ing. **Ennore Paoli**.



Vista del ponte e sistema di controventatura di irrigidimento

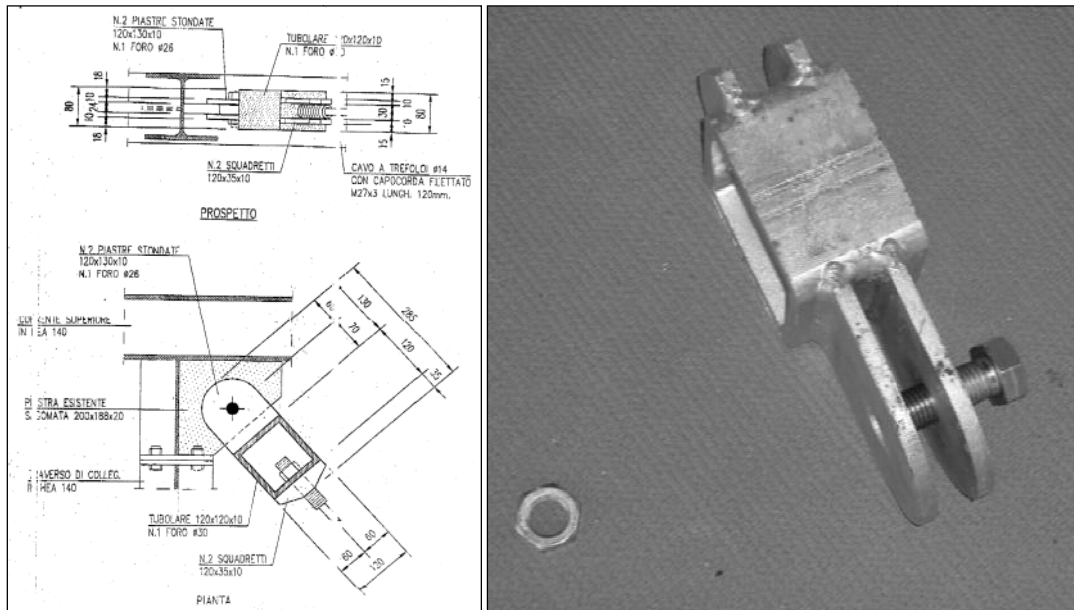
A tal fine abbiamo progettato un dispositivo per l'attacco dei cavi che dovevano essere messi in trazione a tensione controllata.



Come mostra il disegno, si è alloggiato il dado di serraggio in una struttura scatolare ottenuta semplicemente "affettando" un profilo cavo a sezione quadrata.

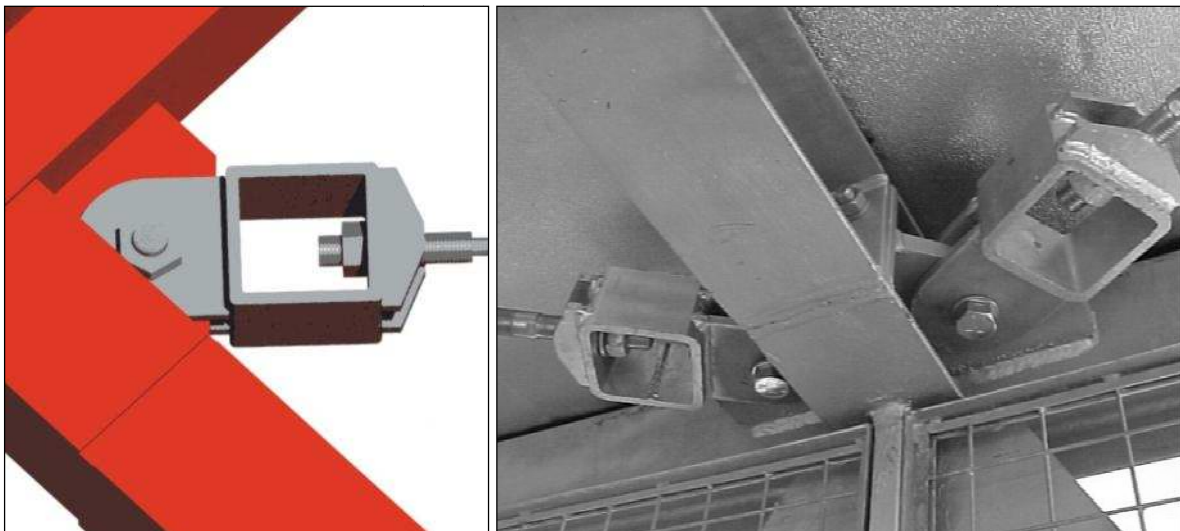
Nella parete, forata per permettere il passaggio dell'estremo filettato del cavo, sono saldate due costole di irrigidimento; sulla parete opposta sono saldati due piatti forati aventi uno spigolo rettilineo e l'altro sagomato a semicerchio.

Il disegno esecutivo dimostra che il dispositivo di attacco evita ogni disassamento perché la trazione dei cavi agisce nel piano passante per il baricentro delle travi cui sono collegati.



Disegno e realizzazione del dispositivo d'attacco dei cavi superiori

La successiva coppia di figure mostra la realizzazione dell'idea progettuale.



Controventatura di irrigidimento con cavi pretesi

Ai cavi è stato dato un tiro corrispondente ad un accorciamento dell'uno per mille.

Un'analisi di calcolo complessa (necessariamente *non lineare* per la presenza addizionale dei tiranti tesi, vale a dire per la presenza di elementi soggetti ad azioni interne per le *deformazioni iniziali imposte*) ha fornito risultati teorici in accordo con quelli sperimentali rilevati al collaudo.



Collaudo del ponte pedonale mediante tiranti e martinetti

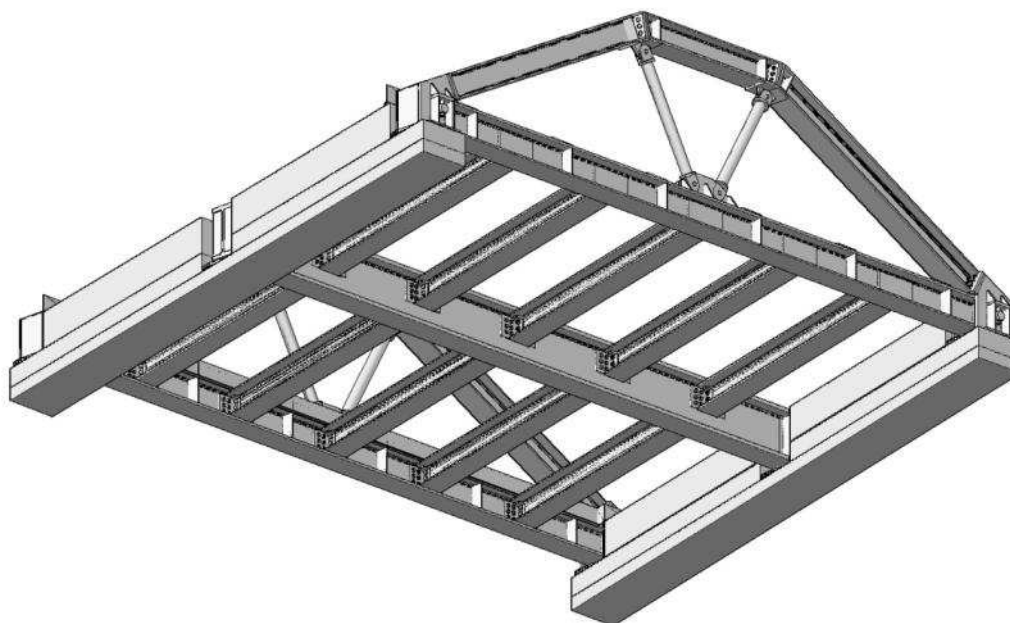
19.8 Prototipo di sovrappasso stradale in acciaio

Progetto strutturale dell'Ing. **Enio Novara**, con la collaborazione del Prof. Ing. **Aldo Cauvin** e dell'Ing. Giuseppe Stagnitto.



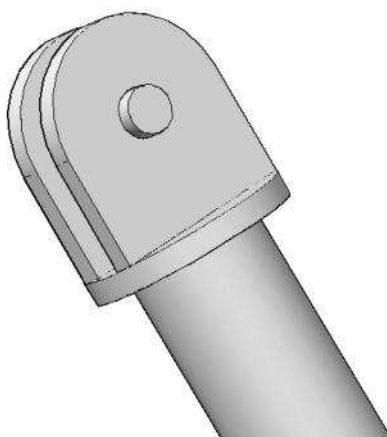
Viste del sovrappasso pedonale (a destra: Aldo Cauvin con gli amici Novara e Stagnitto)

Il progetto prevedeva tre travi principali affiancate, collegate da traversi. Le travi di bordo sono di minor altezza perché irrigidite da strutture reticolari ad arco che le sospendono tramite due tiranti convergenti nella sezione di mezzeria delle travi stesse.



Un punto critico nel progetto strutturale era proprio l'attacco superiore dei tiranti perché costituisce anche l'incontro tra l'elemento orizzontale (compressso) e il puntone inclinato.

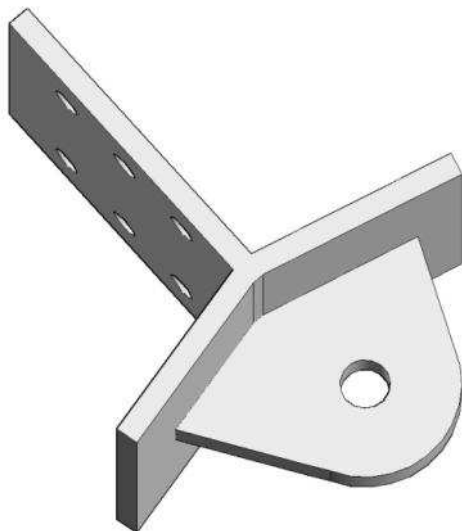
Per l'attacco del tirante è parsa subito ragionevole la soluzione già adottata per i cavi di irrigidimento del ponte pedonale vista al punto precedente.



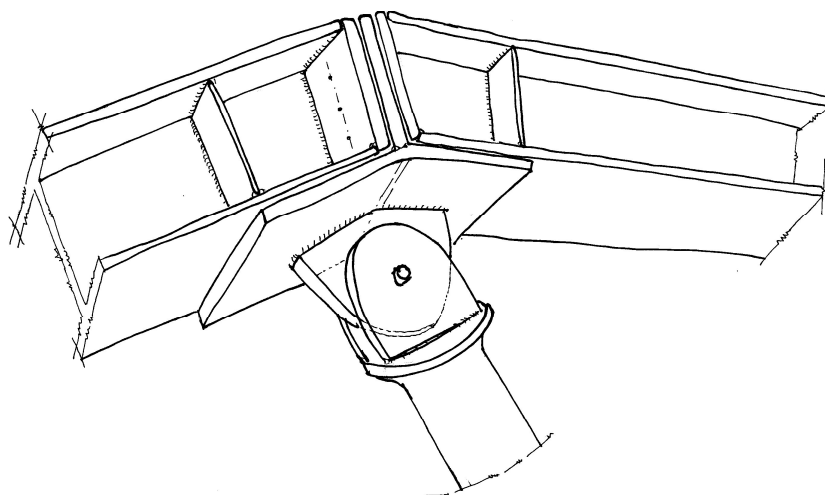
I due piatti forati (con uno spigolo rettilineo e l'altro sagomato a semicerchio) sono in questo caso da saldare ortogonalmente ad un piatto circolare saldato in testa al tubo.

Il perno di collegamento doveva passare per un terzo piatto collegato alla struttura ad arco di sostegno.

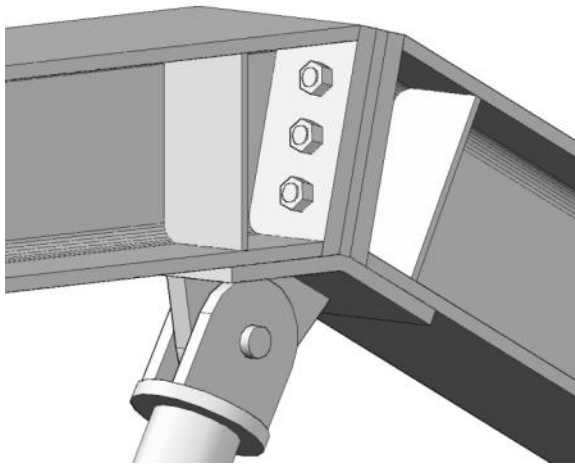
L'*idea vincente* che ha semplificato il montaggio del ponte è stata quella di progettare un elemento di raccordo nel quale il piatto forato (per il passaggio del perno) è saldato ortogonalmente a due piatti inclinati e ad un piatto centrale con i fori dei bulloni di collegamento alle piastre di estremità dei profili a doppio T convergenti nel nodo.



Notare nello schizzo seguente la presenza delle necessarie costole di irrigidimento (vedi punto 19.6).



Come al solito, dallo schizzo si è passati ai disegni precisi computerizzati e alle prove costruttive e di montaggio in officina.



La concordanza tra gli abbassamenti teorici e quelli rilevati al collaudo ha confermato la correttezza degli schemi teorici adottati nei calcoli.



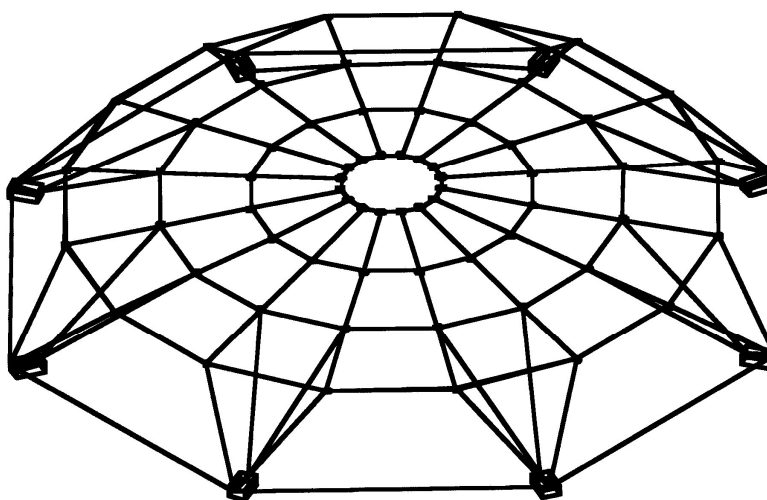
19.9 Composizione strutturale per la "Cupola della Ghiacciaia" di Milano

Cupola in acciaio e vetro a copertura della "Ghiacciaia" nell'Università degli Studi di Milano - Sede centrale. Progettista dei lavori di recupero dei cortili: Arch. **Antonio Montanari**.

Progetto e direzione lavori delle strutture in acciaio: Prof. Ing. **Aldo Cauvin**, in collaborazione con l'Ing. Giuseppe Stagnitto. Alla realizzazione dell'opera ha collaborato l'Ing. **Fausto Cattivelli**.



La figura seguente mostra lo schema geometrico finale della struttura della cupola, ideato al fine di ottenere la rigidezza sufficiente per sostenere convenientemente lastre di cristallo di grandi dimensioni (il cosiddetto *vetro strutturale*, ovvero costituito da lastre prive di intelaiatura di bordo).



Schema geometrico della cupola

Per la forma e la tridimensionalità dell'opera, la sezione delle aste doveva necessariamente essere di sezione circolare (cava).

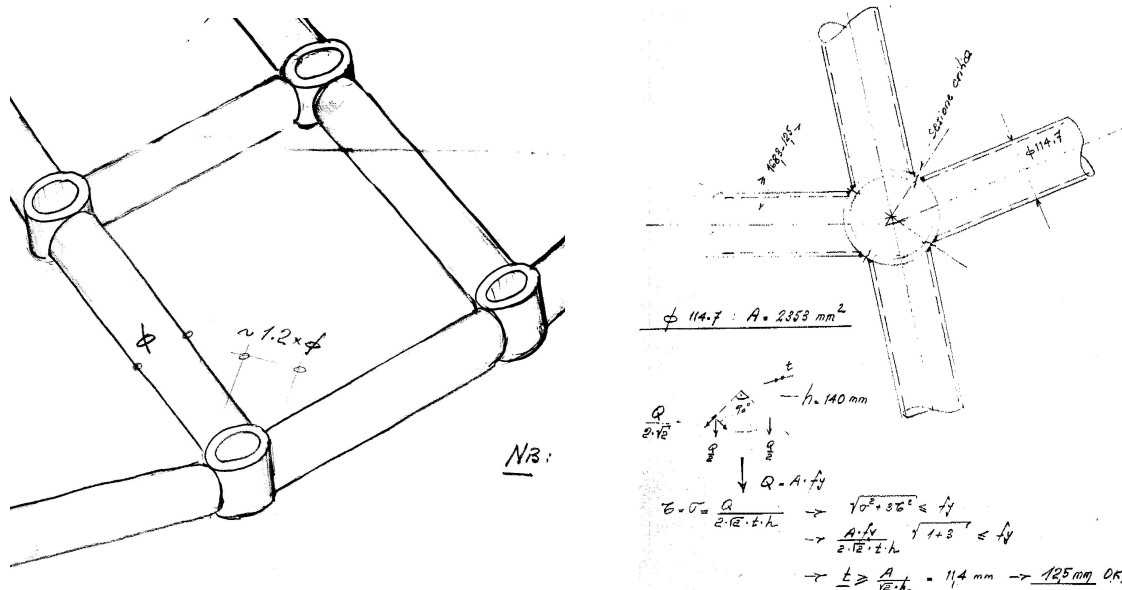
Nasceva il problema di collegare le aste in nodi nei quali convergono quattro aste quasi complanari (ovvero tre aste nel caso dei nodi di bordo).

Vi era inoltre il problema di collegare ai nodi le due coppie di puntoni - di inclinazione e lunghezza diverse - convergenti nei vertici dell'ottagono.

Per l'importanza della costruzione (l'opera è diventata un simbolo della città di Milano) non esitammo a chiedere agli amici colleghi pareri e suggerimenti: i particolari della costruzione richiesero riunioni, miriadi di schizzi, molti rifacimenti di disegni.

Le figure seguenti furono tracciate dall'Ing. **Renato Guidicelli**, a Lugano, nella sede dello Studio dell'Ing. **Rinaldo Passera**, presente alle discussioni, cui dava il suo prezioso contributo.

L'idea risolutiva - nella nostra attività di *composizione strutturale* - si stava delineando: il corretto collegamento di profili tubolari quasi complanari era quello schizzato: le aste convergono verso un elemento circolare con asse ortogonale al piano comune di esse.



Schizzi e calcoli di massima dell'Ing. Renato Guidicelli (Studio Ing. Rinaldo Passera)

NOTA - Il Prof. Aldo Cauvin sapeva coltivare con i colleghi un rapporto di viva cordialità: con la massima semplicità chiedeva il loro parere e riconosceva apertamente il valore del loro contributo. Citando Ippocrito diceva abitualmente: "Aiutiamoci fraternamente perché anche per l'Ingegneria, e non solo per la Medicina, *l'arte è lunga e la vita è breve*".

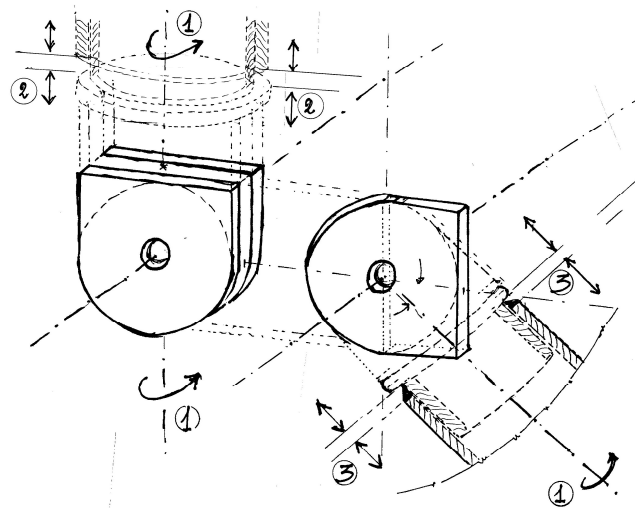
Era per lui normale mettere a disposizione - *in piena liberalità* - dei propri ex-allievi la propria vasta esperienza professionale.

Una prova sperimentale, eseguita presso il *Laboratorio Prove Materiali* dell'Università di Pavia, verificò la resistenza del nodo così concepito.

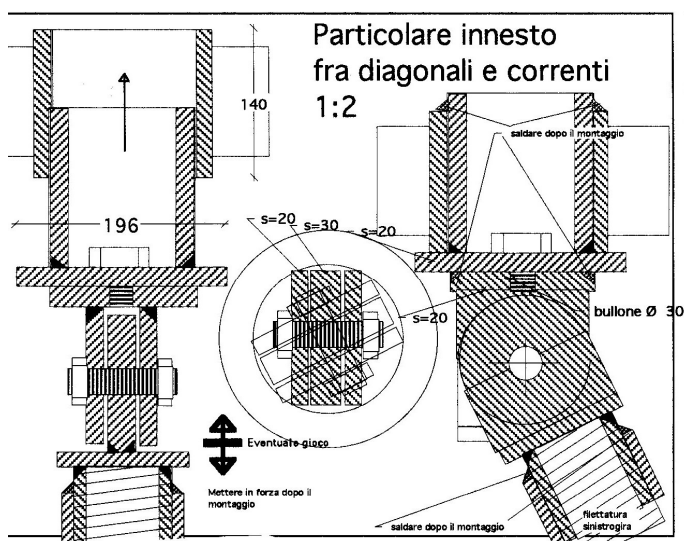
Restava il problema del collegamento del nodo ai puntoni inclinati.

Il giunto da realizzare avrebbe dovuto permettere le inevitabili regolazioni (di precisione) necessarie in fase di montaggio:

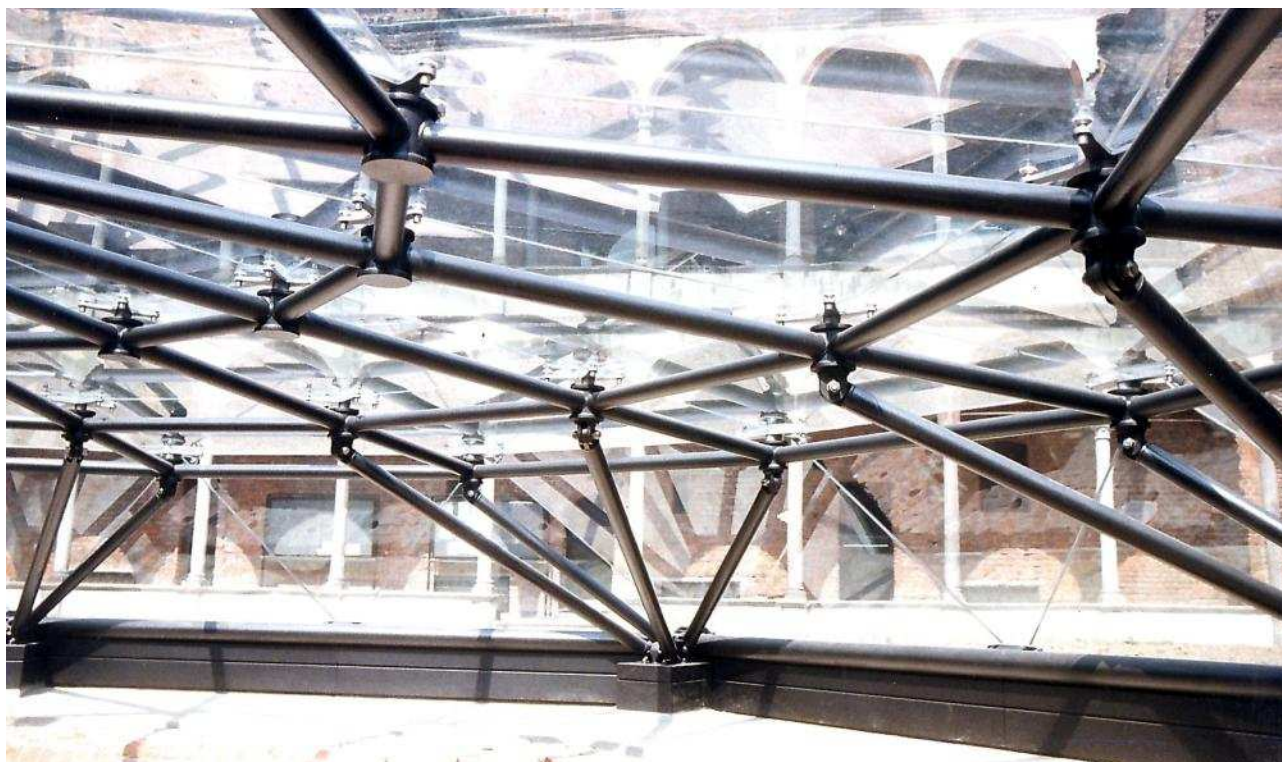
- 1: rotazione intorno all'asse verticale;
- 2: regolazione della quota verticale;
- 3: regolazione della lunghezza dei puntoni.



Il disegno seguente, particolare di una tavola grafica del nostro Studio, mostra la soluzione finale: l'idea vincente fu l'adozione di manicotti, inseriti a scorrimento (o mediante avvvitamento previa filettatura di raccordo) da saldare in opera a regolazioni di precisione effettuate.

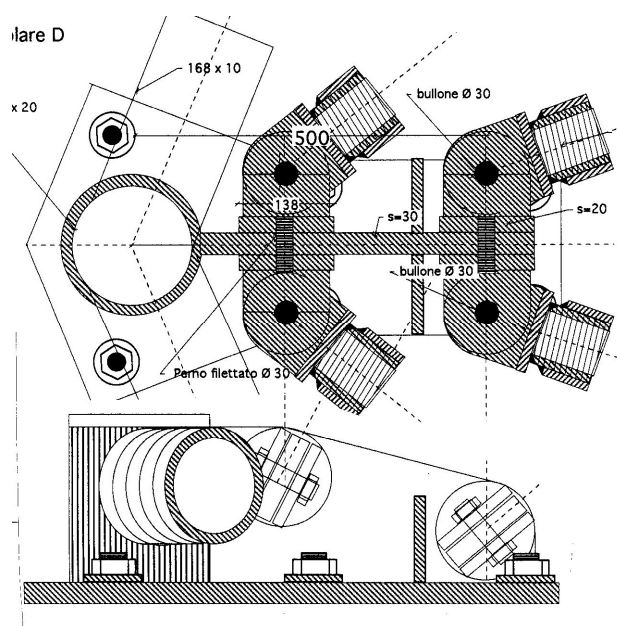


Disegno e foto del giunto



Vista interna della cupola

Analoghi particolari costruttivi furono adottati nel progetto e nella costruzione della piastra della base ottagonale della cupola.



Disegno e foto della piastra di base

Le prove di carico, per la verifica di resistenza e di funzionalità della struttura della cupola e per la verifica delle lastre di cristallo confermarono il corretto montaggio della struttura e l'aderenza del comportamento sotto carico dello schema teorico adottato nei calcoli.



Collaudo: prova di carico dei cristalli di copertura

Le misure della prova di carico furono eseguite dai due tecnici del *Laboratorio Prove Materiali* dell'Università di Pavia: il Geom. **Giorgio Magnani** e il Geom. **Giorgio Sforzini**.



Collaudo: Prova di carico sulla struttura in acciaio

BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Cauvin, E. Cantù, *Lezioni di Tecnica delle Costruzioni*, Pavia, 1978
- [2] A. Cauvin, G. Stagnitto, *Complementi di Tecnica delle Costruzioni*, Pavia, 2004
- [3] O. Belluzzi, *Scienza delle Costruzioni*, Bologna, 1960
- [4] G. Stagnitto, M. Bonfante, *Calcolo immediato delle sezioni in c.a.*, Milano, 2011
- [5] Consiglio Superiore dei LL.PP., *Nuove norme tecniche per le costruzioni*, DM 14 gennaio 2008
- [6] A. Gherzi, *Il c.a. dalle tens.ammissibili agli stati limite: un approccio unitario*, Palermo, 2005
- [7] A. Migliacci, *Progetto di strutture*, Milano, 1979
- [8] Rossi e Salvi, *Manuale dell'ingegnere Civile*, Bologna, 2001
- [9] G. Stagnitto, *Evoluzione scientifica e costruzioni*, Pavia, 2005
- [10] E. F. Radogna, *Tecnica delle costruzioni.*, Roma, 1991
- [11] G.C. Giuliani, *Costruzioni in calcestruzzo armato*, Hoepli Milano, 2008
- [12] E. Cosenza, G. Manfredi, M. Pecce, *Strutture in cemento armato*, Milano, 2008
- [13] A. Ghali, R. Favre, *Concrete Structures: Stresses and Deformations*, Second edition, 1994
- [14] G. Stagnitto, *Fondamenti di Tecnica delle Costruzioni*, Pavia, 2012
- [15] AICAP, *Progettazione di strutture in calcestruzzo armato - Guida all'uso dell'EC2*, Roma, 2008