

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI FIRENZE
Facoltà di Architettura

Indirizzo in Tutela e Recupero del Patrimonio Storico-Architettonico

Villa Fabbricotti a Carrara
Ipotesi di consolidamento e adattamento



Anno Accademico 1995 - 1996

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI FIRENZE
Facoltà di Architettura

Indirizzo in Tutela e Recupero del Patrimonio Storico-Architettonico

Villa Fabbricotti a Carrara
Ipotesi di consolidamento e adattamento

Relatore

Chiar.mo Prof. **Carlo Blasi**

Candidata

Cristina Franchini

Correlatori

Arch. **Silvio Van Riel**

Ing. **Lorenzo Nizzi Grifi**

Anno Accademico 1995 - 1996

Qui sull'arida schiena
del formidabil monte
sterminator Vesevo,
la qual null'altro allegra arbor né fiore,
tuo cespi solitari intotño spargi,
odorata ginestra,
contenta dei deserti.

**VILLA FABBRICOTTI A CARRARA
IPOTESI DI CONSOLIDAMENTO E ADATTAMENTO**

INDICE...	Pag. 1
INTRODUZIONE METODOLOGICA	3
CAPITOLO 1: <u>NOTE STORICHE</u>	
1.1. - Breve storia del territorio e della città di Carrara	pag. 5
1.2. - La famiglia Fabbricotti committente della Villa “La Padula”	... 8
1.3. - Villa Fabbricotti “La Padula”	12
1.4. - L’Architetto Vincenzo Micheli	17
CAPITOLO 2: <u>RILIEVO E ANALISI</u>	
2.1. - Il rilievo metrico	pag 21
2.2. - Analisi dello stato di degrado	24
2.3. - Analisi e diagnosi dei dissesti (schedatura delle lesioni)	29
2.4. - Verifiche strutturali	34
CAPITOLO 3: <u>PROGETTO DI ADATTAMENTO E CONSOLIDAMENTO</u>	
3.1. - Progetto di adattamento	pag. 105
3.2. - Interventi di consolidamento	107

3.3. - Relazione di calcolo	111
NOTA BIBLIOGRAFICA	121

ALLEGATI:

a) Relazione della sovrintendenza.....	pag. 130
b) Elenco degli elaborati.....	133
c) Fotografie delle tavole	

VILLA FABBRICOTTI A CARRARA IPOTESI DI CONSOLIDAMENTO E ADATTAMENTO

INTRODUZIONE METODOLOGICA

Una ipotesi di adattamento e di consolidamento di un organismo edilizio antico coinvolge una molteplicità di indagini che presuppongono approcci differenziati all'oggetto della ricerca.

Così, se da un lato la materia oggetto del presente lavoro si segnala come estremamente stimolante e suggestiva per l'importanza centrale che oggi viene riconosciuta al recupero ed al riutilizzo del patrimonio architettonico esistente, dall'altro si corre il rischio di non focalizzare i problemi da risolvere e conseguentemente non realizzare interventi adeguati; risulta pertanto necessario analizzare gli aspetti generali unitamente a quelli specifici, quelli storici e quelli tecnici, quelli formali e quelli strutturali per cercare l'armonia là dove sono astrattamente proponibili scelte di fondo su cui è pressoché inevitabile una divaricazione anche recisa di idee e di soluzioni.

E' sembrato indispensabile, prima di proporre qualunque schema di riutilizzo, procedere ad un'analisi del territorio nel quale è inserita Villa Fabbrocotti, unitamente ad un inquadramento storico della committenza e del progettista.

Si è dunque proceduto più in particolare con un rilievo architettonico dell'edificio, seguito da un'indagine sullo stato di degrado e da un'analisi e diagnosi dei dissesti, integrata da relazioni di calcolo.

Un siffatto modo di procedere ha consentito, da un lato, la formulazione di un progetto di adattamento che tenesse conto delle attuali esigenze della città, dall'altro la proposta di una serie di interventi di consolidamento, rispettosi sia della morfologia dell'edificio che della sua particolarissima storia.

Note storiche

1.1. - BREVE STORIA DEL TERRITORIO E DELLA CITTÀ DI CARRARA

* * *

La Carrara attuale risale ai tempi della dominazione romana, anche se di quella antica colonia è andato nel tempo perduto il nome. E' tuttavia certo che costituì un centro importantissimo per l'estrazione del marmo, utilizzato sia dagli etruschi che dai romani. Abbandonate le cave nel periodo barbarico, la colonia conobbe il periodo più buio nell'alto Medio Evo avviandosi alla quasi definitiva scomparsa. Viene menzionata per la prima volta nel 963 quando fu donata da Ottone I al Vescovo di Luni.

La sua ripresa coincide con la rinnovata attività edilizia dei grandi monumenti del periodo romanico. E' proprio in questo periodo che viene coniato il toponimo "Carrara", come trasformazione di un termine della bassa latinità "Carrariae" indicante il luogo di attività estrattiva del marmo.

Dapprima furono i pisani a ridare nuovo slancio e vitalità alle cave marmifere, seguiti dai lucchesi nel 1322 e dai genovesi nel 1329. Seguirono poi il dominio dei Signori di Parma, degli Scaligeri di Verona e dei Visconti di Milano. Nel 1404, alla morte di Giangaleazzo, passò prima ai Guinigi di Lucca poi ai Marchesi di Fosdinovo, per tornare di nuovo sotto il controllo dei Signori di Milano. Nel 1442 viene per la

prima volta annessa al dominio di Massa, sotto i Malaspina. Dal 1553 al 1741 passò ai Cybo Malaspina, entrando successivamente nell'orbita degli Estensi, a seguito del matrimonio tra Maria Teresa Cybo ed Ercole d'Este, figlio di Francesco III, Duca di Modena. Fece quindi parte del Ducato fino al 1859, allorché venne unificata al regno di Sardegna.

* * *

La storia urbana di Carrara è strettamente collegata alle attività di escavazione e lavorazione del marmo: dalla seconda metà del 500 la città riveste il ruolo di centro produttivo e di scambio più importante d'Europa. Ciò ha conferito un'identità molto forte al tessuto edilizio, caratterizzato dalle case-laboratorio, dalla presenza diffusa di palazzi della borghesia commerciale e dall'eccezionale sistema infrastrutturale di cui il territorio era già dotato fin dall'epoca romana.

La struttura urbana rimane sostanzialmente immutata fin quasi alla seconda metà dell'ottocento, quando prende avvio un forte processo di espansione economica ed edilizia. In questo periodo, infatti, le attività connesse con l'estrazione e la lavorazione del marmo registrano un'incremento consistente, grazie anche alle innovazioni tecnologiche adottate. La città esce dalle mura cinquecentesche e, a seguito della diffusione dei laboratori del marmo, si avvia un rapido ed intenso

sviluppo edilizio con la creazione di una nuova struttura urbana di dimensione e caratteristiche particolarmente rilevanti. Nella costruzione della nuova città ottocentesca grande importanza assumono gli interventi di edilizia pubblica (una scuola elementare per 1200 alunni, una caserma di cavalleria, un secondo teatro con 1500 posti, un asilo infantile) realizzati da Alessandro Caselli, principale allievo, insieme al fratello Crescentino, dell'Antonelli.

Nel 1887 viene redatto un nuovo piano regolatore di ampliamento, dopoché il primo, approvato con Regio Decreto del 1875, era stato interamente attuato. Ulteriore testimonianza dello sviluppo edilizio di Carrara è il crescente insediamento, nelle zone collinari che circondano la città, delle nuove *"famiglie del marmo"*, in parte mediante l'acquisizione dei possedimenti delle dinastie nobiliari in decadenza ed in parte con la costruzione di nuovi edifici, come nel caso della Villa Fabbricotti alla Padula *"...e quasi sembrava che i membri della grande borghesia facessero a gara a costruirsi la villa più grande e bella. Dopo le settecentesche ville dei Monzoni a Marina e dei Del Medico a Bonascola, sorse^lro nell'ottocento le due grandi ville Fabbricotti, rispettivamente alla Padula e a Montia..."*⁽¹⁾

(1) Cfr. Antonio Bernieri : Città della Toscana-Carrara pag. 46; SAGEP Editrice Genova 1985. Strana l'affermazione dell'Autore che cita una villa Fabbricotti a Montia, della quale tuttavia non è dato riscontrarne l'esistenza

1.2. - LA FAMIGLIA FABBRICOTTI COMMITTENTE DELLA VILLA

“LA PADULA”

* * *

I Fabbricotti appartenevano ad un'antichissima famiglia di Miseglia (frazione a monte del comune di Carrara); si suppone dal loro cognome che fossero originari di Fabbrico di Reggio Emilia, e risultavano presenti a Miseglia già dai primi anni del secolo XVI. Nella prima metà del secolo successivo Francesco Fabbricotti (1686/1758) si spostò da Miseglia a Torano , forse attratto dalla rinomanza delle cave e dei marmi statuari della vallata, dando così origine a quel ramo della famiglia che fondò la grande dinastia marmifera.

Francesco Andrea (1746/1791), suo nipote, è da considerarsi il fondatore della dinastia di coloro che furono chiamati, due generazioni dopo, i “*re del marmo*”. L'ultimo dei nove figli di Francesco, Domenico Andrea (1788/1877), pur ereditando dal padre un'azienda già vasta ed organizzata, condusse la proprietà marmifera dei Fabbricotti ad un notevole livello di espansione, rivelandosi un “cavatore” capace e un intraprendente capitano d'industria. Varò anche una flotta di navi a vela che da Livorno trasportavano i marmi in America ed inviò i figli in vari paesi dove fondarono case di rappresentanza Fabbricotti. All'ultimo dei suoi figli, Bernardo, si deve la

realizzazione, oltreché di una villa in terra labronica (oggi adibita a museo dei Macchiaioli), di villa "La Padula", il cui progetto venne affidato nel 1879 all'architetto Micheli.

A Domenico Andrea succedette il terzogenito Carlo Andrea Fabbricotti (1818/1910), soprannominato "*Carlazz*", che acquisì, grazie alle leggi che regolavano il possesso delle cave, una grande quantità di agri marmiferi (117). Acquistò inoltre terreni al piano di Carrara, spingendosi fino al territorio di Sarzana, che bonificò e nel quale fondò un'azienda agricola. A Luni iniziò i lavori di scavo archeologico e portò alla luce un gran numero di reperti dell'epoca romana, tra cui l'Anfiteatro.

Coordinava e dirigeva inoltre l'attività dei fratelli destinati dal padre a viaggiare. Uno di loro, Giuseppe (1827/1914), da Londra si trasferì a Firenze dove fece riedificare dal Micheli la villa che fu degli Strozzi a Montughi, circondata da un monumentale parco progettato dall'architetto Poggi e nella quale soggiornò la Regina Vittoria durante la primavera del 1894. La villa venne poi venduta allo Stato nel 1935. Giuseppe Fabbricotti fu anche insignito del titolo di conte per aver donato i marmi della facciata di Santa Maria del Fiore; dove lo stemma del casato campeggia insieme a quello di altre famiglie nobili di Firenze.

Carlo Andrea Fabbricotti, uomo dalle molteplici attività, fu segretario d'ambasciata

a Vienna e Pietroburgo, ed oltre ad avere interesse per l'archeologia scrisse anche alcune "lecturae dantis" e saggi filosofici sul positivismo.

Si trovò ad amministrare un enorme patrimonio e dopo averlo portato all'apice vide crollare pezzo per pezzo "quell'impero di marmo" ⁽²⁾ che la sua famiglia aveva edificato in due secoli. La disfatta economica coinvolse tutta la famiglia, eppure, ancora nel 1919, il marmo di Carrara raggiungeva tutti i paesi del mondo, dall'Europa all'America, dall'Asia all'India, al Giappone. Il 1926 era stato l'anno in cui produzione ed esportazione del marmo avevano raggiunto il massimo livello non solo del dopoguerra ma addirittura di tutti i tempi. Tuttavia, già l'anno successivo iniziarono i primi sintomi di riflusso e le prime battute d'arresto, prodromi di uno di quei periodi (che si ripropongono ciclicamente) fortemente critici per l'uso del marmo come materiale per finiture edilizie.

A creare ulteriori problemi ai Fabbricotti fu la fondazione del Consorzio del Marmo voluta da Renato Ricci, il cosiddetto "Duce di Apuania". Nel ventennio fascista tutte le aziende familiari come quella dei Fabbricotti subirono un duro contraccolpo economico, grazie alla politica di regime il cui fine era quello di

⁽²⁾ Antonio Bernieri: Manoscritto non catalogato del fondo Fabbricotti, Bibl. Com. Massa

distruggere la potenzialità economica delle grandi famiglie ed impossessarsi dei loro patrimoni industriali.

Carlo Andrea *“crollò per vanità perché non volle chiudere la ditta riconoscendo che i suoi nemici, con le leggi fasciste, avevano vinto; crollò per virtù perché non volle, licenziandoli, mettere alla fame gli operai. Lui che non aveva consentito a nessuna serrata, che aveva costituito i cottimi collettivi, che aveva distribuito gratuitamente le minestre durante le serrate altrui, schierandosi sempre con gli oppressi, mai con gli oppressori, fu minacciato di confino.”* ⁽³⁾

⁽³⁾ M.T. FABBRICOTTI MAZZEI, *Album di memorie*, pag. 75, 1989 - Giunti - Firenze.

1.3. - VILLA FABBRICOTTI "LA PADULA"

* * *

Il Micheli, che fu certamente l'architetto di fiducia della famiglia, realizzò le ville Fabbricotti a Carrara, Livorno e Firenze, adottando un'architettura rinascimentale reinterpretata secondo la rivisitazione che il neoclassicismo dei primi anni dell'ottocento aveva fatto del rinascimento.

La villa "La Padula", in particolare, trae spunto da molte altre opere coeve realizzate a Firenze su viale dei Colli. Il luogo dove sorge la villa La Padula è costituito dalle ultime pendici della collina di Sorgnano. Sembra esserci un'incongruenza fra il toponimo (il termine Padula è la metatesi di palude) e l'effettiva realtà dei luoghi: tuttavia, esaminando le opere di arginatura e di controllo idromeccanico esistenti lungo le rive del torrente Gragnana, che attraversa tutta la valle, diventa ipotizzabile l'esistenza, in altri tempi, di un antico intoppo al defluire delle acque della vallata di Gragnana. Un intoppo costituito da cumuli secolari di sfasciumi e di detriti, capace di formare nel tempo una serie di pozzanghere ed acquitrini, ambiente assai fecondo per la nascita e lo sviluppo di una flora ed una fauna tipicamente palustri. Per tale motivo il termine Padula dovette sembrare quanto mai appropriato.

Fino agli anni trenta, questa parte di territorio fu oggetto di esclusivo possesso

delle famiglie Fabbrocotti e Binelli, fra le più ricche di Carrara.

Il carattere altamente elitario assunto da quella zona residenziale è confermato dal fatto che l'accesso alle ville era consentito da un "privatissimo" ponte ed una portineria, affacciata sulla strada (allora provinciale ora statale 446 bis).

* * *

La portineria di villa Fabbrocotti fu realizzata in stile neogotico dall'Architetto Castelli, collaboratore e discepolo dell'Antonelli. L'aver scelto, per questo edificio, uno stile così difforme da quello della villa manifesta chiaramente l'atteggiamento culturale dell'epoca di consapevole e convinto eclettismo, un gusto che pretendeva la comprensione di tutti gli stili più significativi. Con la stessa convinzione Domenico Andrea Fabbrocotti si fece costruire a Santa Croce al Corvo (dove Dante cercò la pace da frate Ilario) un fantasioso quanto "fasullo" castello, in gran parte distrutto durante l'ultima guerra.

La villa Fabbrocotti si dichiara manifestamente simbolo della potenza della famiglia e dovette essere pensata e voluta, per dimensioni e finiture, come la più impegnativa delle varie ville della zona così da superare villa Binelli, nella sua particolare architettura tipo chalet svizzero, villa Orsolini-Dervilé e villa Lazzoni di Cavajola, di impronta più settecentesca.

Tuttavia, forse proprio a quest'ultima si ispira la prima versione progettuale di villa Fabbricotti, pubblicata da Laudedo Testi ne "L'arte del fabbricare: trattato teorico pratico". In questa prima stesura sono molto più evidenziate le finestre quadrate del secondo piano come appunto in villa Lazzoni-Dervilè. Nella realizzazione scomparirà invece il bugnato al primo e secondo piano, sostituito con le più terse specchiature di intonaco.

Le finestre del primo piano verranno rimontate da un timpano triangolare e non da una cornice piana, come nella precedente versione; le finestre del secondo ridotte a feritoie sotto il cornicione: il tutto verrà ad assumere un aspetto sobrio e dignitoso.

La caratteristica più originale della villa sembra essere la tinteggiatura. Nonostante sia stata realizzata per una delle famiglie più importanti nel settore del marmo, nelle finiture non presenta alcun ricorso a questo materiale, rompendo con la tradizione locale che ne faceva costante uso. Ha rapporti invertiti rispetto alla tradizione delle strutture architettoniche scure su fondi chiari; qui le strutture furono colorate in chiaro beige su fondo di intonaco color terra di Siena. Si prospetta l'ipotesi che vi sia, almeno come effetto pittorico, il ricordo delle strutture e della colorazione del marmo.

Trasformata in distaccamento militare dall'esercito tedesco durante la seconda

guerra mondiale, a seguito del fallimento della famiglia Fabbricotti la villa, con tutto il parco, venne acquistata per insolvenza da una banca. Successivamente cambiò ancora proprietà, acquistata dal Dottor Ugo Schneider con l'intenzione, mai realizzata, di utilizzarla come clinica oculistica. Dopo aver rinunciato al progetto, il proprietario decise di cederla al Comune di Carrara, per la somma di 47 milioni. Il definitivo passaggio venne formalizzato il 6 agosto 1962, con l'atto num. 50783 redatto dal Notaio Zuccarino.

* * *

Dopo l'acquisto, l'amministrazione ha aperto il parco al pubblico; per quanto riguarda, però, una sistemazione definitiva del complesso il Comune di Carrara non ha mai preso una decisione concreta. Da allora infatti è stato un susseguirsi di progetti incompiuti, che ben rappresentano il declino della villa nella considerazione degli amministratori locali: dal progetto dell'Architetto Savioli per un complesso scolastico da edificarsi nel parco a quello di adibire la Padula a zoo (!) nel 1971, fino a progettarne la demolizione nel 1974, probabilmente a causa del pessimo stato in cui versava l'edificio.

Soltanto due anni dopo, con un cambiamento totale di rotta, il Comune decideva di ristrutturare la villa, affidando l'incarico all'impresa Foglia di Parma con lo scopo di

realizzarvi un museo ed un centro studi del marmo. Venivano pertanto realizzati una nuova copertura, due piani di solai, parte degli intonaci esterni ed installati nuovi infissi.

Peraltro, la lunga permanenza di un cantiere aperto ha rappresentato un momento funesto per le sorti della villa, poiché in tale periodo si è verificata una serie di furti che hanno spogliato l'edificio di tutte le sue decorazioni interne, danneggiando alcune parti irreparabilmente. Non solo, ma i lavori non sono mai stati ultimati e da quel momento la villa è stata, ed è tuttora, oggetto di continui atti di vandalismo.

Risale al 1980 una nuova proposta per un museo del marmo e al 1989 l'idea di farne centro di rappresentanza, convegni e sale espositive; ma anche questi ultimi progetti sono rimasti sulla carta.

1.4. - L'ARCHITETTO VINCENZO MICHELI

* * *

L'architetto Vincenzo Micheli (Modena 1833 - Firenze 1905), autore della villa "La Padula", è un esponente dell'Eclettismo storicistico della cultura italiana tardo ottocentesca; la sua attività può essere ricompresa nel periodo dal 1860 al 1900.

Dopo aver frequentato l'Accademia di Belle Arti di Firenze come allievo del De Fabris, diventò "aiuto provvisorio al maestro d'Architettura" fra il 1856-1865. Continuò la sua carriera all'accademia fra titoli ed onorificenze fino al 1894, quando diventò Direttore del Collegio dei Professori; in quell'anno divenne anche Cavaliere della Corona d'Italia. Fu anche imprenditore, fondando la "Società Antonio e Giorgio Fossi" per l'estrazione dell'acido borico dalle miniere di Castelnuovo in Val di Cecina.

Per la sua attività di architetto si riporta una rapida panoramica delle sue opere più significative realizzate soprattutto a Firenze. In questa città progettò Palazzo Corsini in Corso dei Tintori (1867); la Sinagoga, con il Falcini e il Treves (1874); negli anni dal 1895 al '98 intervenne all'interno del rifacimento di Piazza della Repubblica con il Palazzo dell'Arcone, il portico del Gambrinus e l'hotel Savoia. A Pisa il ponte di Solferino, il piano regolatore della città e la ricostruzione e restauro di Santa Maria

Della Spina. A Massa il teatro Guglielmi (1877) e il distretto militare (1895/98). Fuori della Toscana si segnalano come significative la realizzazione di un ponte sul Tevere a Roma, dove partecipò attivamente alla “Commissione Governativa per i lavori nel centro della città di Roma” (1892), e del ponte Umberto I sul fiume Po nella città di Torino (1895/98).

* * *

Anche da questo rapido excursus è possibile rendersi conto della varietà degli interessi e degli stili adottati. Si passa dal quello moresco della Sinagoga di Firenze ad opere neobarocche come l'arcone di Piazza della Repubblica, sempre nel capoluogo toscano, ad opere neorinascimentali come appunto la “Padula”, a lavori di restauro, a costruzioni ingegneristiche a partecipazione in commissioni urbanistiche.

Il movimento Eclettico, infatti, voleva proporsi come “progressista” e patriottico, come premessa di un futuro stile nazionale, ricercato nella elaborazione degli stili del passato e negli esempi più significativi tratti dalle stesse città che si volevano rinnovare. In questa attitudine alla mediazione sta il carattere dell'Eclettismo. Nei suoi aspetti più positivi gli architetti si sforzarono di arrivare ad un sincretismo dei vari linguaggi, inteso come stile nazionale. Nei suoi aspetti più superficiali, l'Eclettismo degenerò in un recupero casuale ed arbitrario degli stili che l'intera storia

dell'Architettura sembrava aver messo a disposizione, riducendo il discorso architettonico ad una mera casistica da collezionismo.

* * *

L'attività del Micheli ebbe in generale scarsa se non nulla incidenza nella soluzione dei profondi problemi sociali del periodo. Egli ricercò piuttosto una prestigiosa collocazione professionale negli ambienti dominanti della società del tempo, ottenendo cariche ufficiali ed accademiche, partecipando a commissioni pubbliche e mettendo la propria opera al servizio di personaggi politici influenti e di famiglie nobili.

<<“E se critica può essere oggi la posizione nei suoi confronti, una valutazione già in parte negativa veniva proposta dai suoi stessi colleghi se è vero che nel necrologio del Guidotti si legge a proposito delle sue opere: “i tutte le sue opere è da ammirarsi un giusto equilibrio delle masse, correttezza nel disegno ed eleganza nei particolari anche là dove si sarebbe desiderata una maggiore fedeltà al carattere dell'ambiente circostante ed alle tradizioni artistiche.....”>>(4)

(4) Gabriella Orefice: L'opera di Vincenzo Micheli in Architettura in Toscana: dal periodo napoleonico allo stato unitario

Rilievo e analisi

2.1. - IL RILIEVO METRICO

* * *

La rilevazione metrica della villa Fabbricotti è iniziata con un poligono di appoggio, la sua posizione favorevole rispetto al parco ha permesso di piantare tutto intorno dei picchetti di legno, sui quali è poi è stato legato dello spago che correva raso terra.. I quattro lati del rettangolo, che si era così formato, sono stati presi ortogonali, l'angolo di novanta gradi è stato determinato con il metodo detto delle "due aste da un metro", cioè si è costruito un triangolo i cui cateti misuravano un metro e l'ipotenusa 1,40 m.; da questa corda sono stati presi i ventotto punti di stazionamento; a distanza costante (cinque metri) da tali punti è partita la misurazione della villa. Da ogni punto sulla corda ne venivano fatti corrispondere almeno due sull'edificio. Dopo avere effettuato la misurazione dell'esterno si è collegato un punto (P1), preso sul quadrilatero, con un altro all'interno dell'edificio. Per compiere questa operazione è stato necessario tendere un altro spago dal punto P1 e fissarlo al pavimento nel punto P30; un terzo spago, ortogonale al precedente e fissato alle pareti con chiodi, lo incrociava nel punto P29. Dopo aver determinato queste coordinate fisse di riferimento si è iniziata la triangolazione dell'interno, misurando per prime le diagonali delle stanze e poi rilevando le misure parziali dei vani.

Per collegare il primo piano al piano rialzato è stato usato un filo a piombo che scendeva dal pianerottolo dello scalone principale; il seminterrato e il secondo piano sono stati collegati con lo stesso sistema, facendo però passare il filo a piombo dalle scale di servizio.

La sezione orizzontale della pianta del piano seminterrato passa all'altezza delle finestrelle, che erano tutte alla stessa quota rispetto allo 0.00, posto convenzionalmente sul lastricato di fronte all'ingresso principale. La sezione orizzontale del primo e secondo piano, invece, passa alla quota 1.50 m e cioè poco più in alto della balaustra delle finestre.

La rilevazione, in orizzontale, dei prospetti è stata eseguita con rotelle metriche che permettevano di avere misure totali e parziali, tenendo come punto di riferimento uno spigolo delle facciate; il rilievo in verticale è stato realizzato con il riferimento di fili a piombo calati dalle finestre.

Le zone più complesse sono state quelle delle bocche di lupo, poste nel retro della villa; si è reso necessario infatti, rilevare moltissimi punti per determinare la curvatura del muro di contenimento. Il sistema adottato è stato quello della triangolazione, avendo come punto di riferimento un punto fisso sulla corda. Lo stesso metodo di rilievo è stato adottato anche per una stanza del piano rialzato, che ha il pavimento in parte crollato.

Il vano nell'impiantito è stato ricostruito graficamente unendo i numerosi punti presi dagli spigoli della stanza.

Le operazioni di rilievo sono risultate difficoltose, all'interno della villa, per la presenza di notevole materiale di scarico abbandonato in quasi tutte le stanze, come ad esempio gli impalcati che si trovano ad ingombrare le scale di servizio.

2.2. - ANALISI DELLO STATO DI DEGRADO

COPERTURA

La copertura venne ricostruita durante i lavori di restauro negli anni '70 inserendo un solaio piano in latero cemento di spessore 24 cm, con pignatte e travetti di cemento, senza cordolo perimetrale; su questo solaio poggiano frenelli in mattoni forati dello spessore di 8 cm con interasse di 1 m ca, su questi sono appoggiati i tavelloni, la soletta in cemento e il manto di copertura in marsigliesi. Non fu messa in opera alcuna guaina impermeabilizzante, ciò ha permesso all'acqua piovana di penetrare e degradare la copertura, infatti nell'intradosso del solaio piano vi sono notevoli efflorescenze. Sono ancora presenti le gronde in rame ma parte dei pluviali mancano o sono rotti, in quelle zone si notano notevoli macchie di umidità sugli intonaci.

* * *

CARTELLA

Questo volume venne ricostruito negli anni '70 sul perimetro della originaria cartella, utilizzando murature in mattoni forati, solai di calpestio e di copertura in latero - cemento, senza cordolo perimetrale in cemento e senza alcun rivestimento né impermeabilizzazione; il vano sulla copertura per permettere l'uscita sul tetto non fu

mai chiuso con un infisso, ciò ha permesso all'acqua piovana di entrare nella cartella e di danneggiarla. L'originaria scala di accesso al tetto non venne ricostruita.

* * *

STRUTTURE VERTICALI

Le murature portanti sono in pietrame non squadrato e malta di calce, i tramezzi non portanti in mattoni pieni, si presentano ancora in un buono stato di conservazione e ciò è evidenziato anche dalle verifiche statiche delle eccentricità.

Non sono state rilevate lesioni passanti nei muri perimetrali esterni. All'interno dell'edificio la maggior parte delle piattabande sono lesionate, alcune di queste lesioni sono passanti e vennero risarcite durante gli interventi di restauro; si fa l'ipotesi che questo fenomeno si sia presentato per un concorso di cause : una eccessiva deformabilità dei piedritti, dovuta probabilmente ad un cedimento fondale, rottura degli architravi stessi, l'eccessiva sollecitazione imposta dall'inserimento dei nuovi solai in latero cemento e, non ultimo lo stato di prolungato abbandono e l'inevitabile mancanza di manutenzione.

* * *

STRUTTURE ORIZZONTALI - ARCHI E VOLTE

I solai del primo e secondo piano vennero ricostruiti in latero cemento, con pignatte, travetti in cemento armato e soletta in cemento non ammorsata alle murature; questi solai sono stati sottoposti a verifica a flessione e a deformazione e non rientrano nei parametri ammissibili, non presentano, però, alcuna lesione.

Il piano rialzato ha solai sorretti da volte a sesto ribassato con struttura in mattoni pieni e rinfianco in coccio e calcinaccio; tre di queste volte risultano lesionate, con fessurazioni passanti, ma sottoposte a verifica analitica risultano non superare i valori ammissibili ed avere la curva delle pressioni all'interno del terzo medio, per cui si fa l'ipotesi che questi dissesti siano stati causati sia da un movimento fondale che dalla vetustà delle strutture che ha provocato la mancanza di coesione dei leganti. Inoltre è necessario evidenziare che queste lesioni sono state rilevate nel 1993 e nel 1996 e che in tale arco di tempo le stesse sono rimaste immutate.

Peraltro, osservando il pavimento soprastante la volta si ha l'impressione che il dissesto sia molto grave, mentre in realtà risulta essere di lieve entità. Tale discrasia è dovuta alla peculiare natura del rivestimento in seminato di marmo e cocciopesto che amplifica, solo in apparenza, l'entità della lesione. Infatti, la scarsa coesione ed eterogeneità delle componenti di detto rivestimento favoriscono una sconnessione notevole

del manufatto anche in presenza di dissesti sia pure di scarsa importanza. La conferma di tale assunto si ha osservando l'intradosso della volta dove il dissesto determina soltanto una minima lesione dell'intonaco.

Due sole stanze del piano rialzato hanno solai a voltine con profilati in ferro e muratura di mattoni pieni, uno di questi è quasi completamente crollato, le rimanenti parti presentano notevoli inflessioni, ma anche questo solaio sottoposto a verifica statica risulta essere all'interno dei valori ammissibili, per cui si fa l'ipotesi che questo crollo sia dovuto alla vetustà dei materiali che ha determinato la mancanza di coesione dei leganti.

* * *

STRUTTURE DI COLLEGAMENTO

Lo scalone principale che collega il piano rialzato al primo piano risulta notevolmente danneggiato da atti di vandalismo: nel tentativo (riuscito) di divellere la ringhiera sono stati danneggiati la maggior parte dei gradini in massello di marmo di Carrara, a sbalzo nella muratura; la verifica statica dei gradini ha messo in evidenza valori che oltrepassano le tensioni ammissibili.

Le scale di servizio sono quasi completamente crollate, anche queste avevano gradini in massello di marmo bianco di Carrara a sbalzo nella muratura; i risultati ottenuti dalla

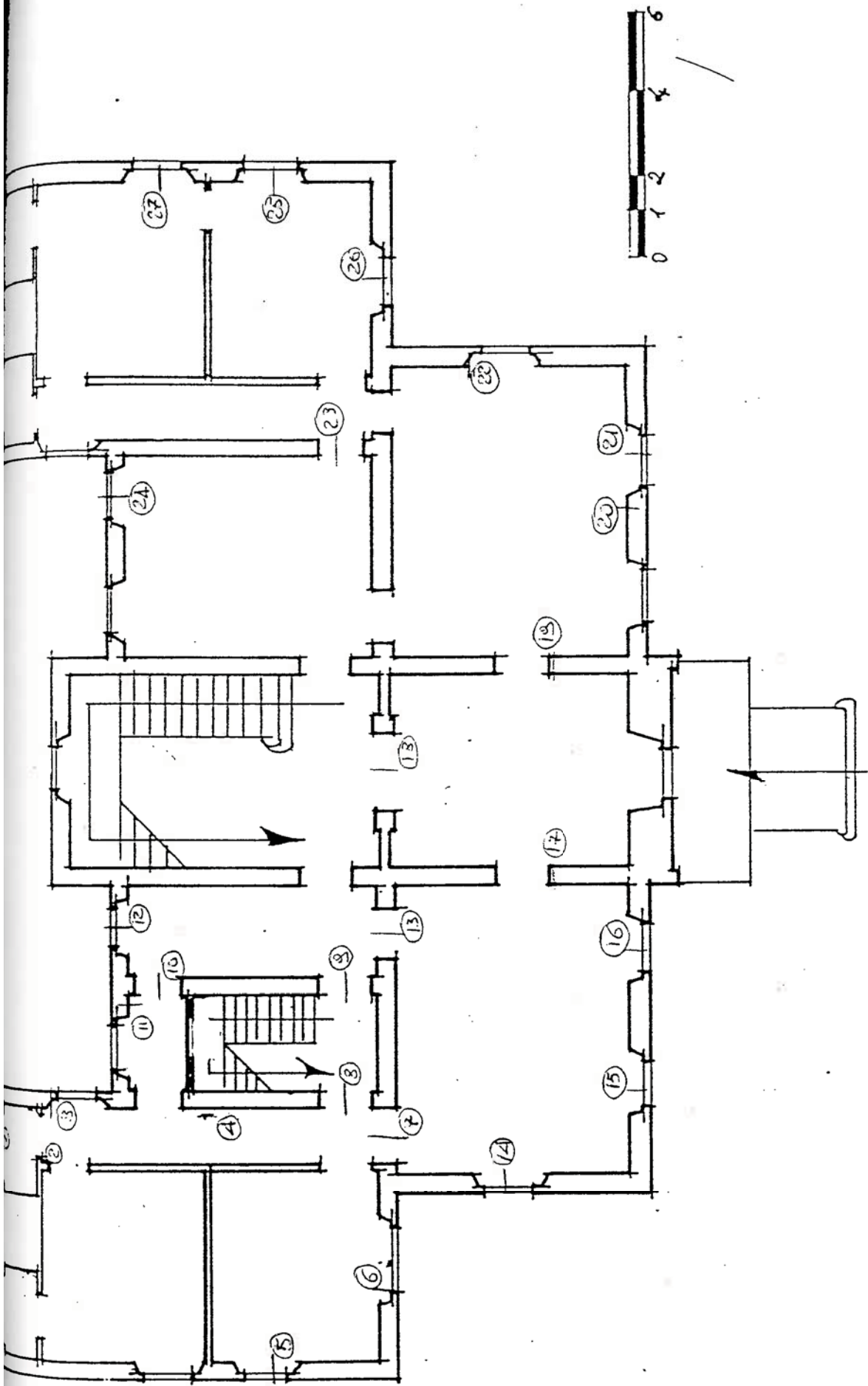
verifica statica sono identici a quelli dello scalone principale, essendo uguali le dimensioni dei gradini.

* * *

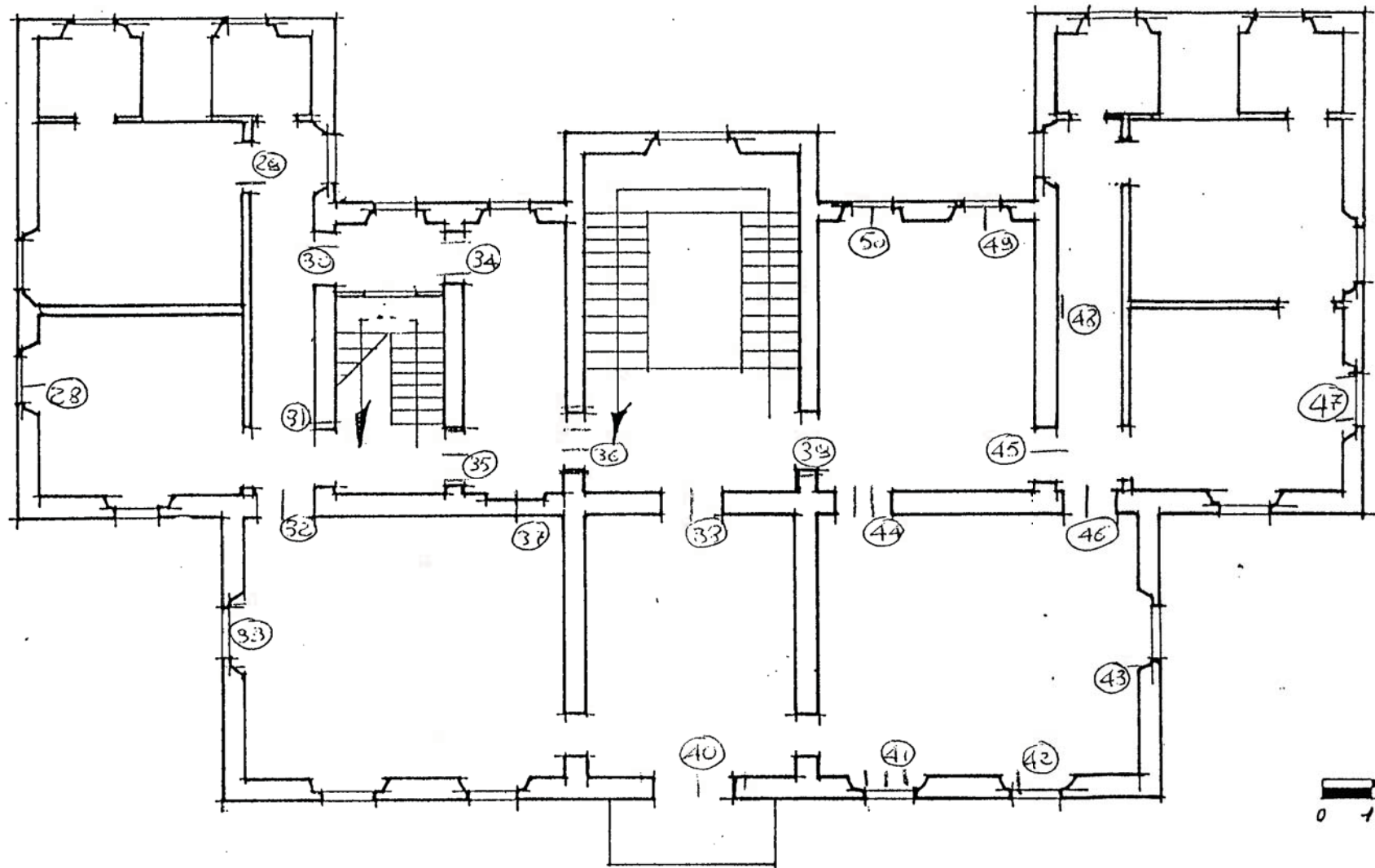
FONDAZIONI

Le fondazioni sono state ipotizzate continue in muratura di pietrame con un incremento di spessore di 20 cm rispetto alla muratura del piano seminterrato.

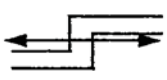
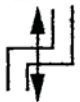


Non sono stati eseguiti saggi, che avrebbero comunque confermato l'ipotesi di un cedimento fondale e le effettive dimensioni della struttura.

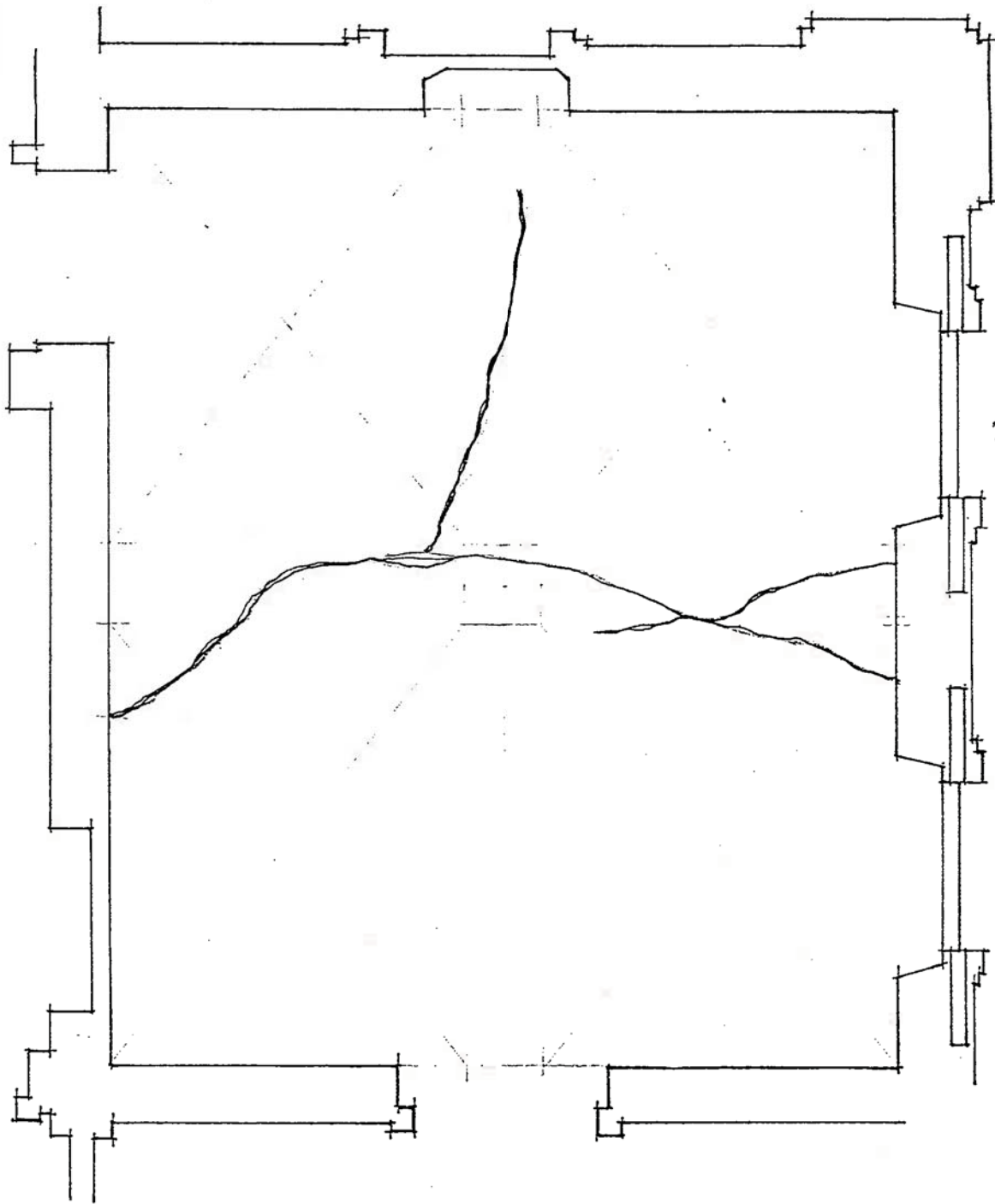


piano terreno

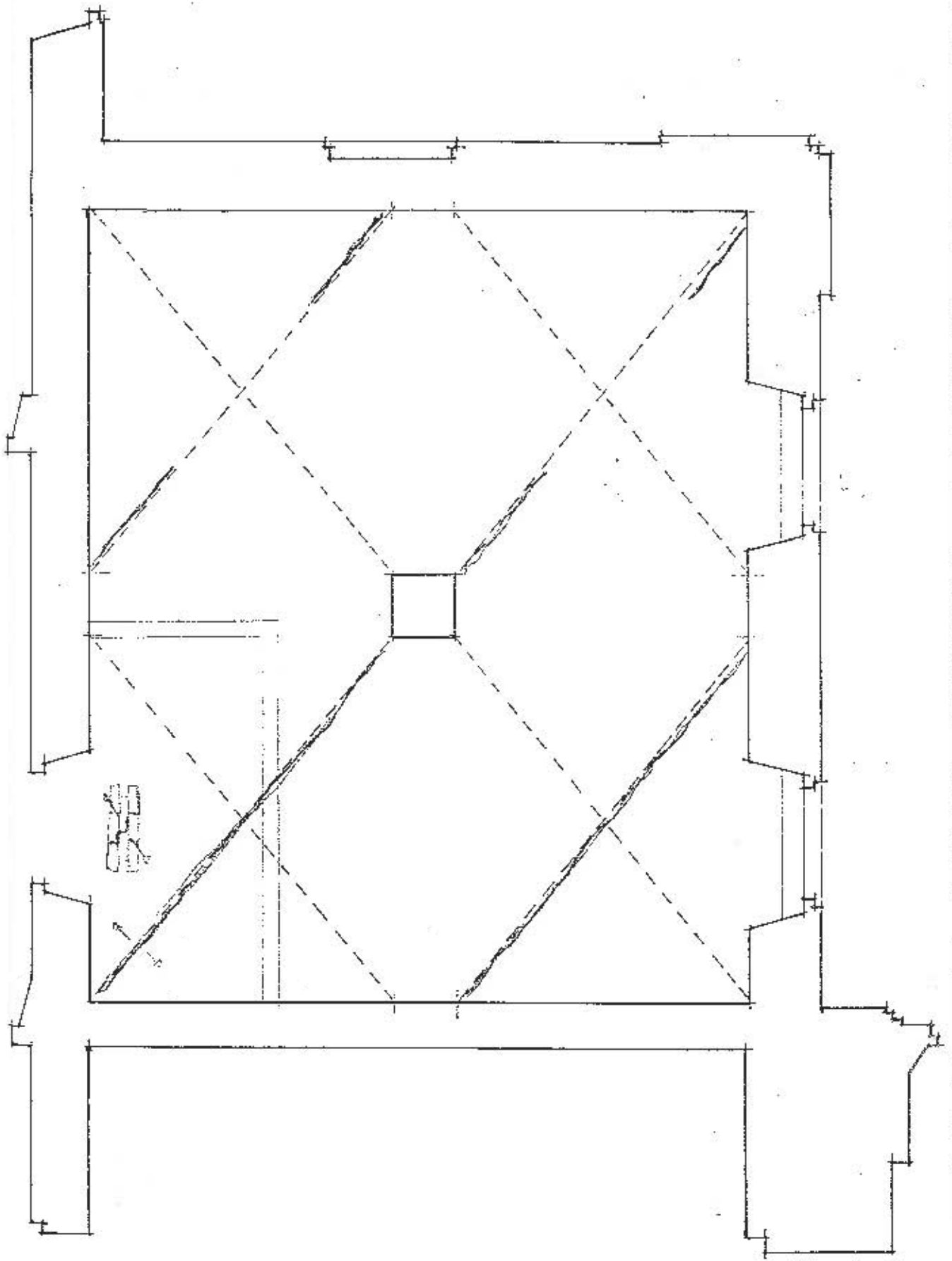


piano primo

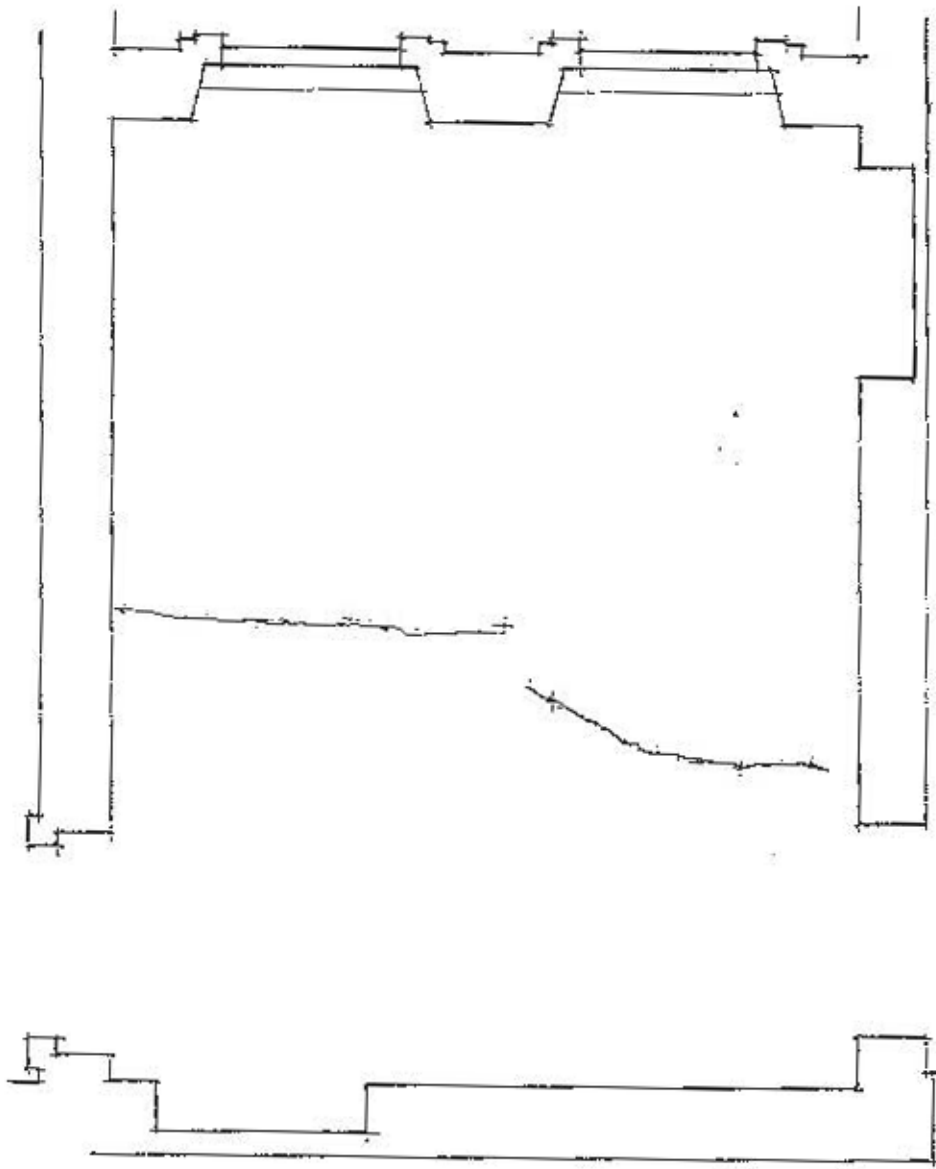
COLLOCAZIONE DELLA LESIONE		RIFERIMENTO ALLE TAVOLE	SCHEDA n°	
fronte: Interno.....		Rilievo strutturale	1	
piano: Rialzato.....			LESIONE n° A, B, C	
CARATTERISTICHE DELLA LESIONE			OSSERVAZIONI	
<input checked="" type="checkbox"/> lesione passante <input type="checkbox"/> lesione non passante			La lesione è stata rilevata nel 1993 e nel 1996: in tale arco di tempo, non essendosi verificate alterazioni nello stato fessurativo, la lesione è rimasta immutata.	
<input type="checkbox"/> lesione nuova <input type="checkbox"/> lesione recente <input checked="" type="checkbox"/> lesione vecchia <input type="checkbox"/> lesione antica				
<i>IPOTESI DI DIAGNOSI DEL DISSESTO</i> Cedimento della volta in muratura di mattoni pieni, dovuto al degrado dei materiali e perdita di coesione dei leganti, con conseguente sconnessione del pavimento soprastante e distacchi parziali dell'intonaco nell'intradosso.				
<i>IPOTESI DI CORRELAZIONE CON ALTRI FENOMENI</i> Si prospetta l'ipotesi di un cedimento fondale.				
TIPOLOGIA DEL DISSESTO				
<input checked="" type="checkbox"/> traslazione orizzontale 	<input type="checkbox"/> traslazione verticale 	<input type="checkbox"/> traslazione inclinata 	<input type="checkbox"/> rotazione 	



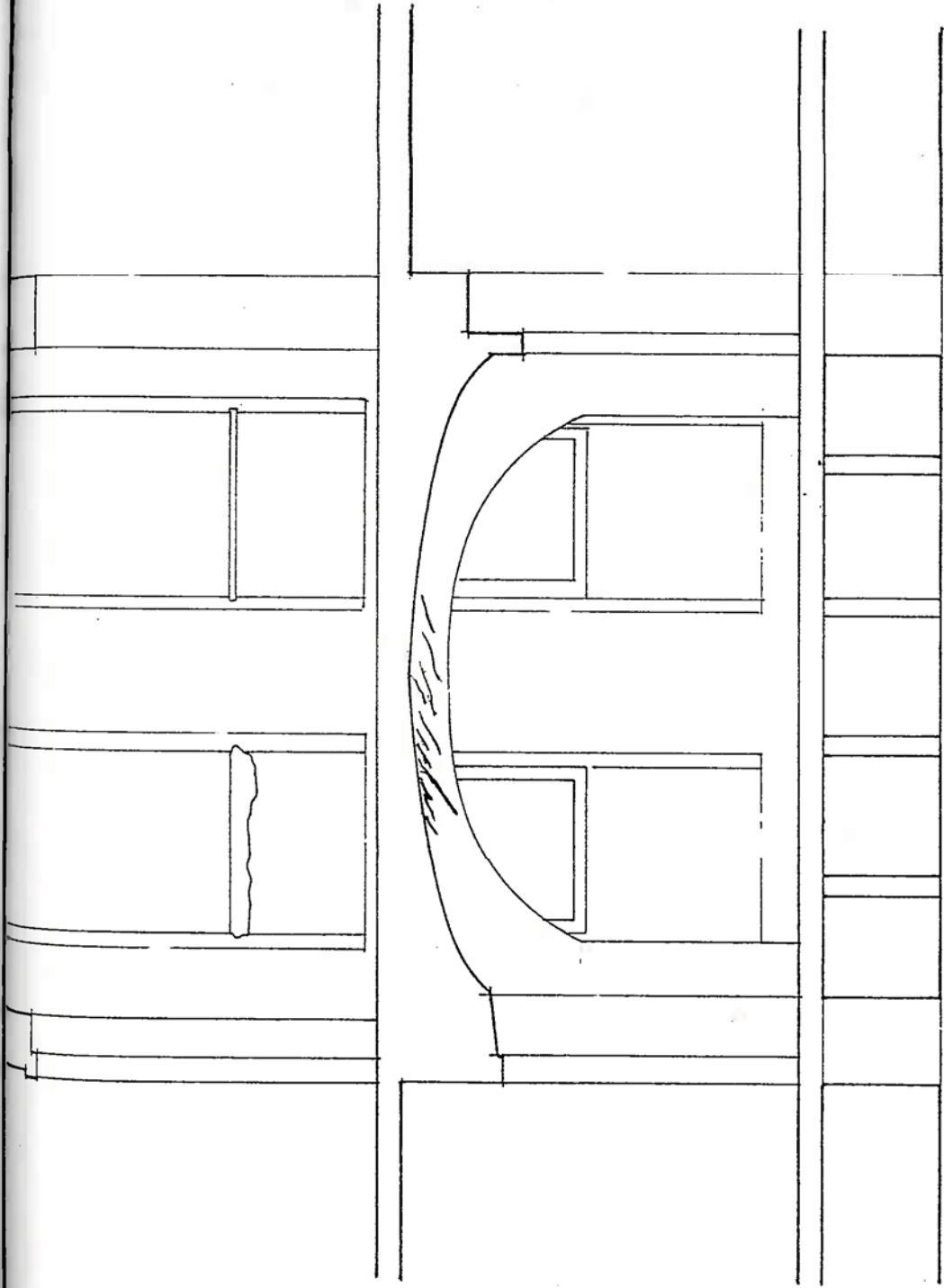
Lesione A



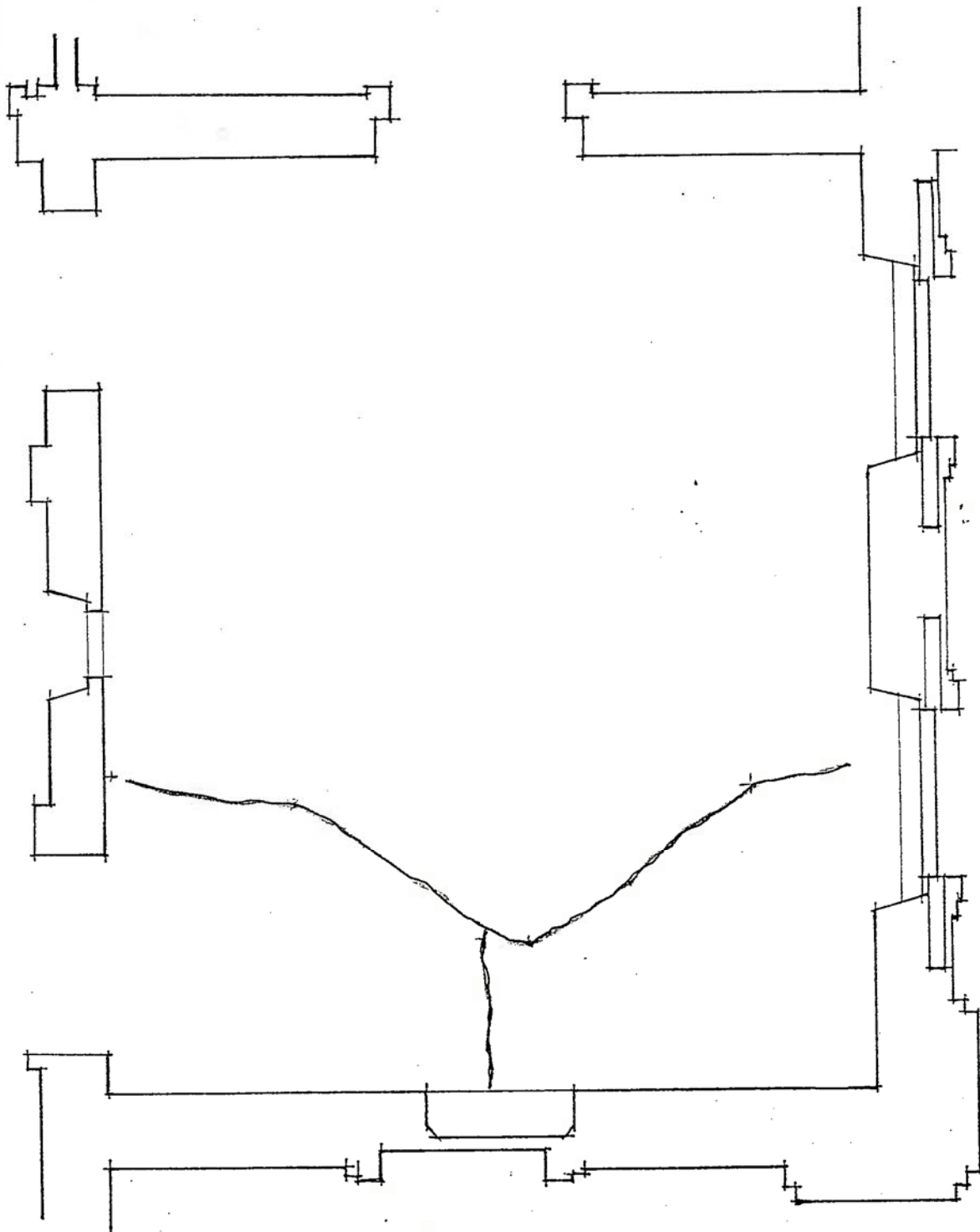
Lesione A



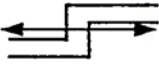
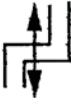
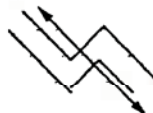

Lesione B



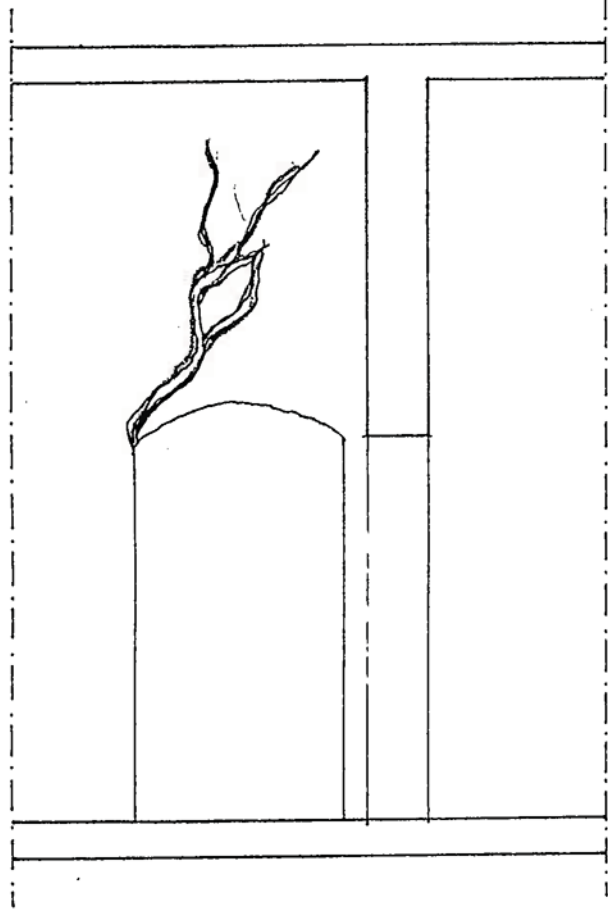
Lesione B



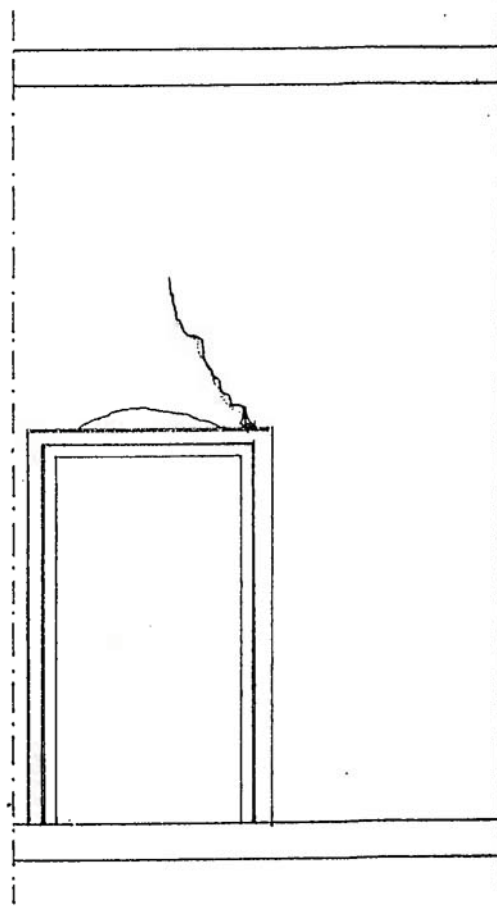
Lesione C

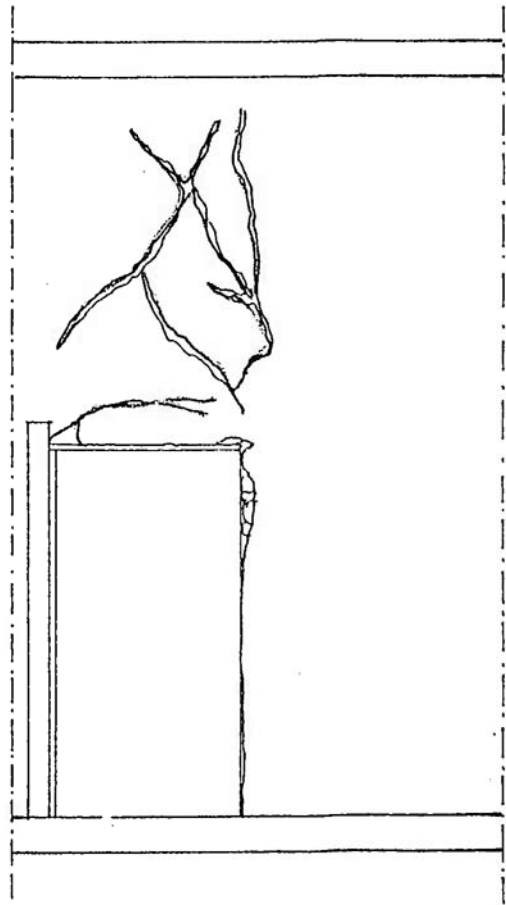
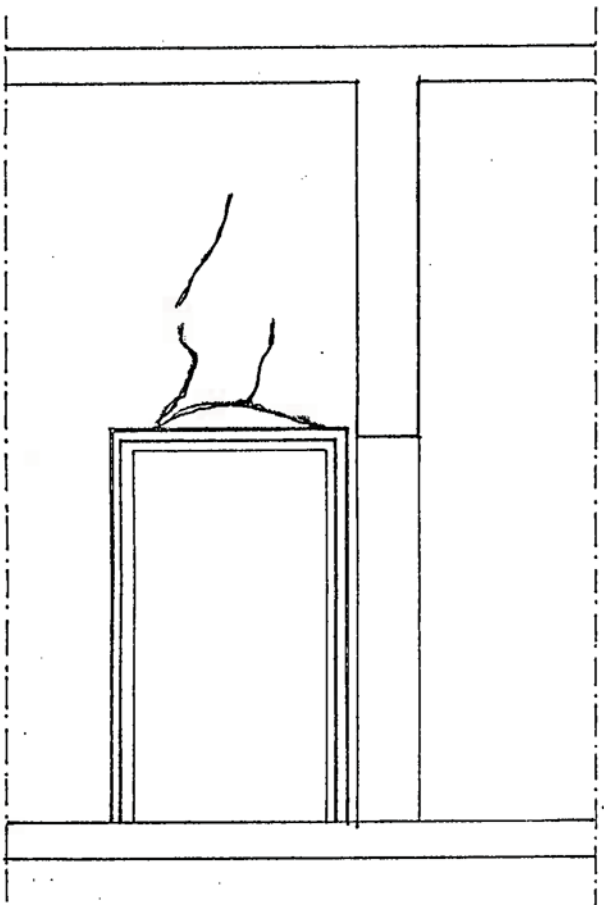
COLLOCAZIONE DELLA LESIONE fronte: Interno..... piano:	RIFERIMENTO ALLE TAVOLE Rilievo strutturale	SCHEDA n° 2 LESIONE n° 17, 31, 35, 37, 45	
CARATTERISTICHE DELLA LESIONE	OSSERVAZIONI		
<input checked="" type="checkbox"/> lesione passante <input type="checkbox"/> lesione non passante	Tutte le lesioni tranne la num. 17 sono state stuccate.		
<input type="checkbox"/> lesione nuova <input checked="" type="checkbox"/> lesione recente <input type="checkbox"/> lesione vecchia <input type="checkbox"/> lesione antica			
IPOTESI DI DIAGNOSI DEL DISSESTO Cedimento inclinato dovuto alla eccessiva deformabilità delle spallette e alla rottura dell'architrave. Sollecitazione di taglio			
IPOTESI DI CORRELAZIONE CON ALTRI FENOMENI Si prospetta l'ipotesi di un cedimento fondale.			
TIPOLOGIA DEL DISSESTO			
<input type="checkbox"/> traslazione orizzontale 	<input type="checkbox"/> traslazione verticale 	<input checked="" type="checkbox"/> traslazione inclinata 	<input type="checkbox"/> rotazione 

Lesione N. 31

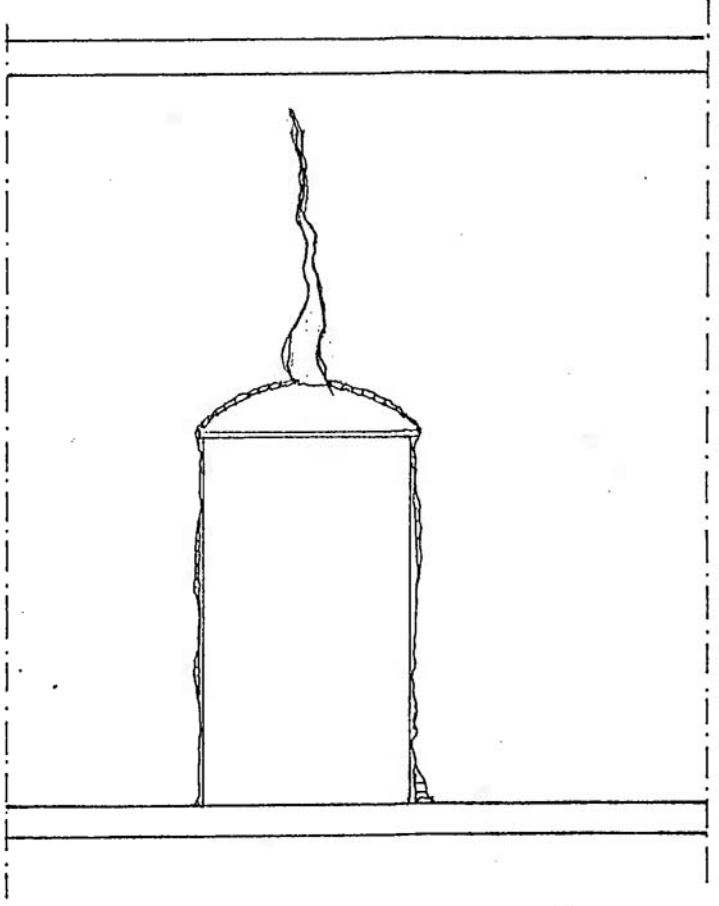
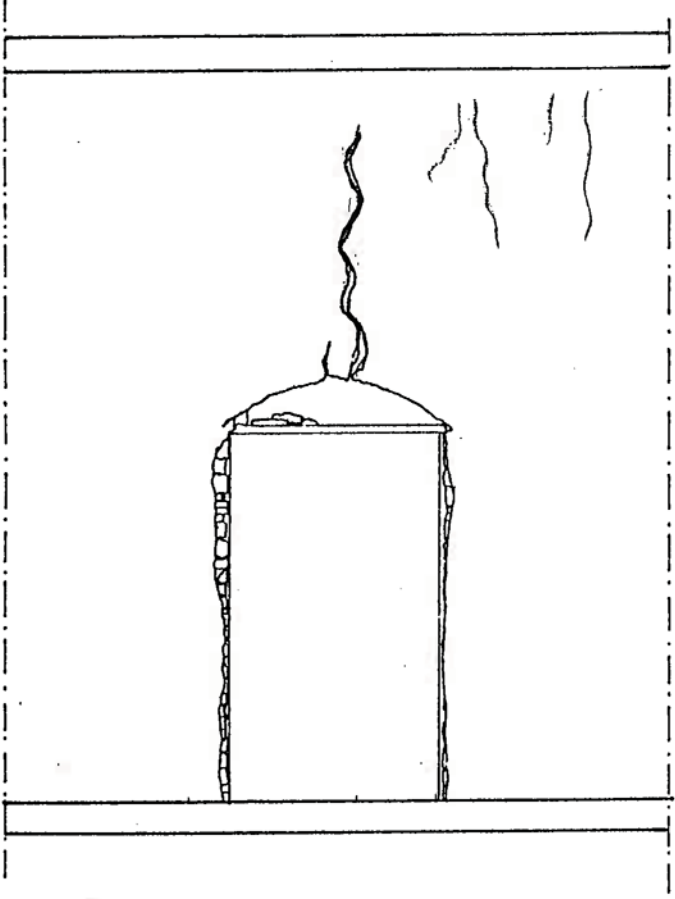


31

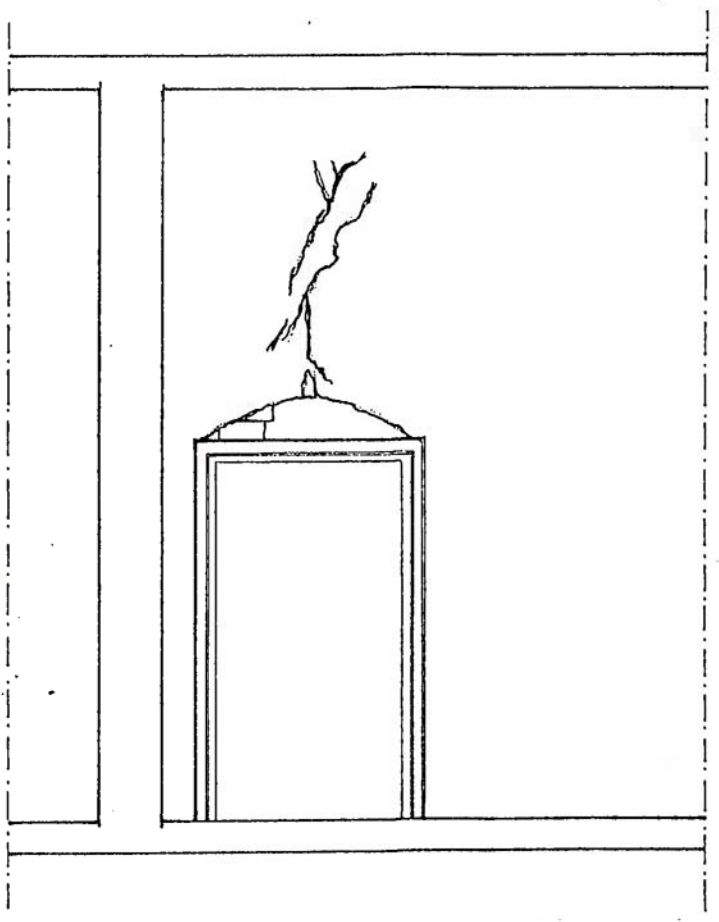
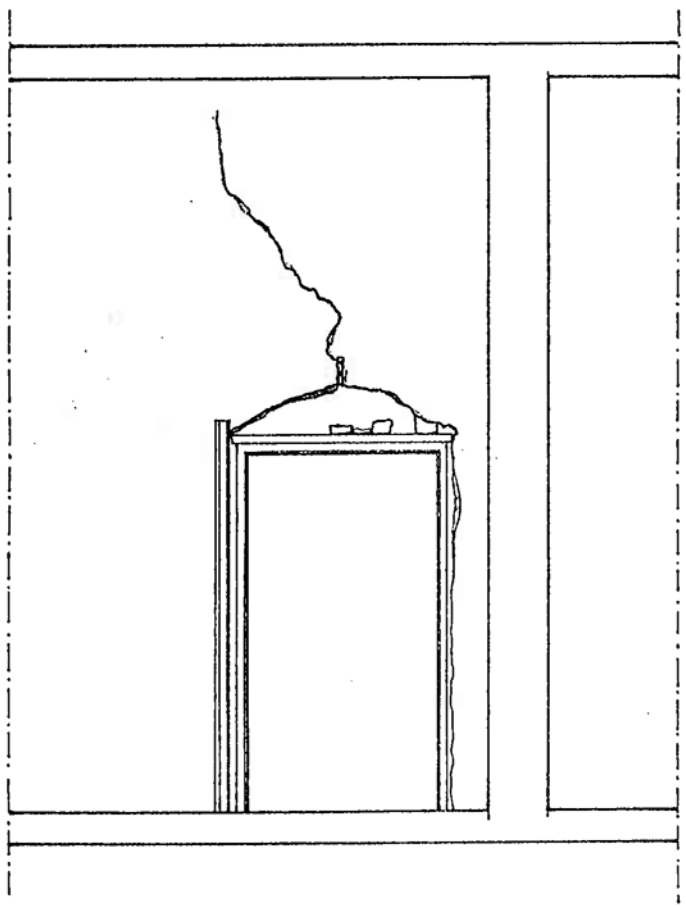




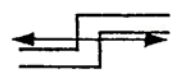



Lesione N. 35

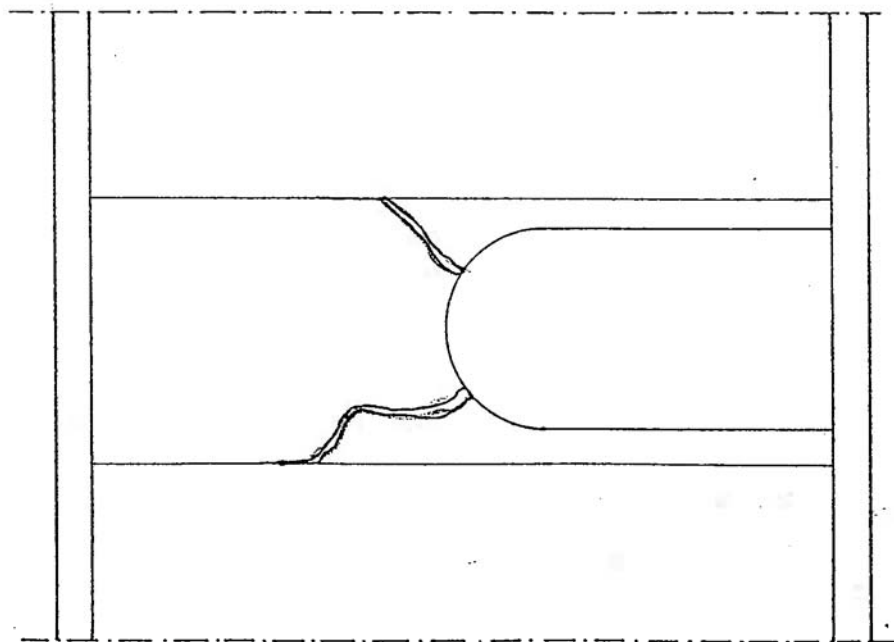
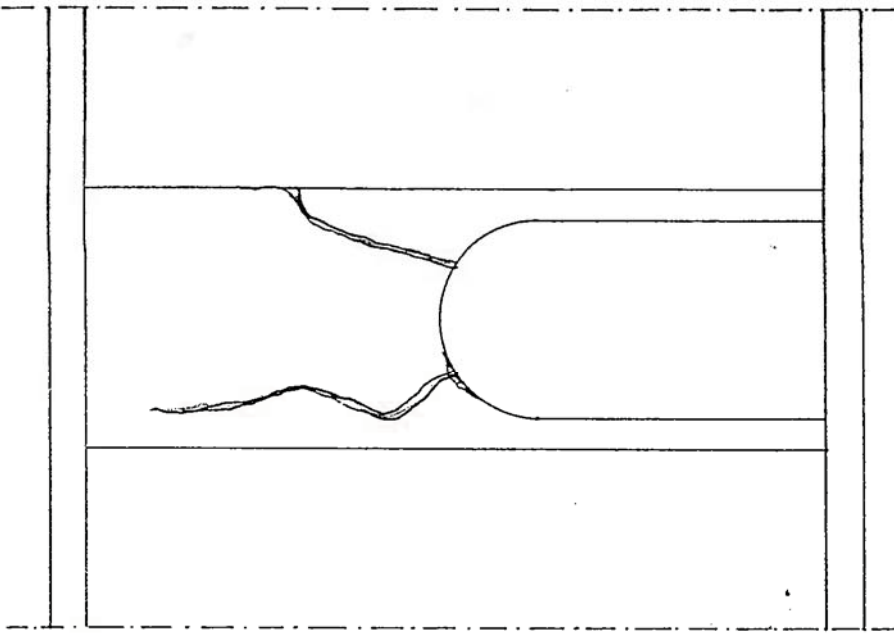


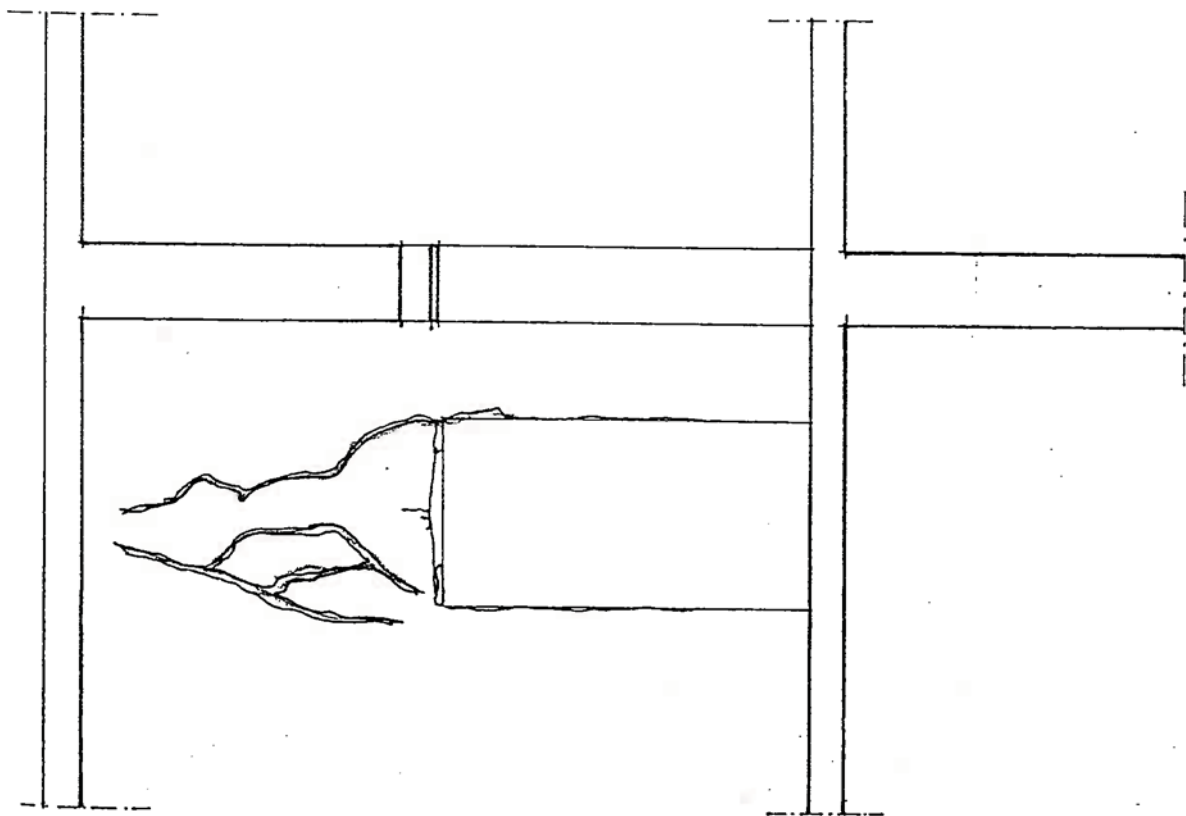
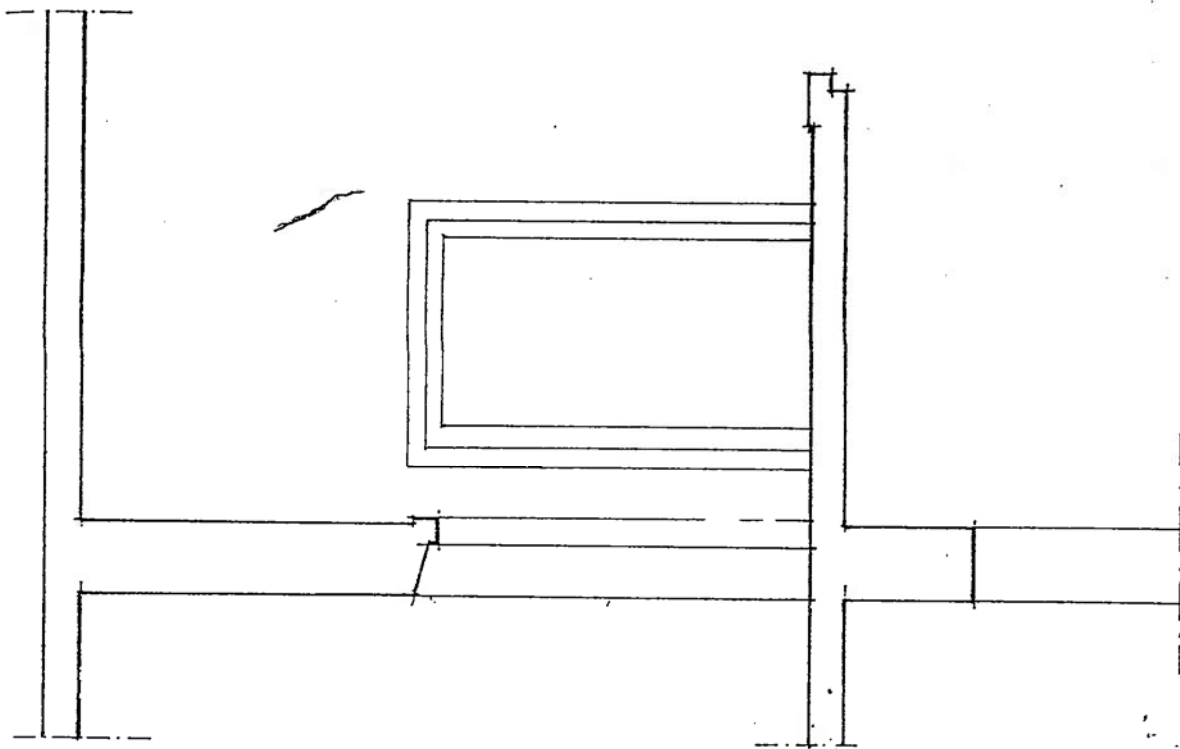
Lesione N. 37

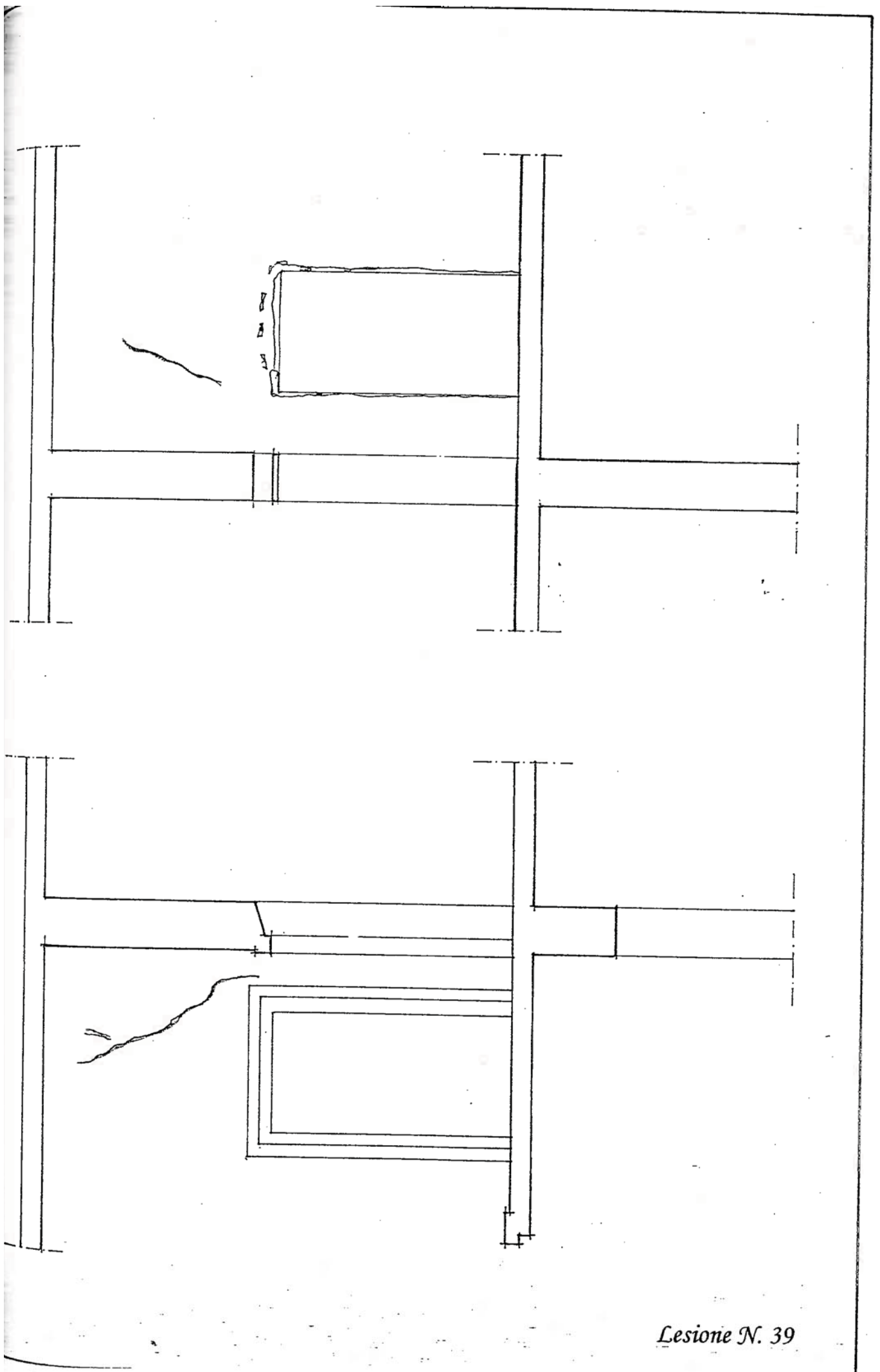


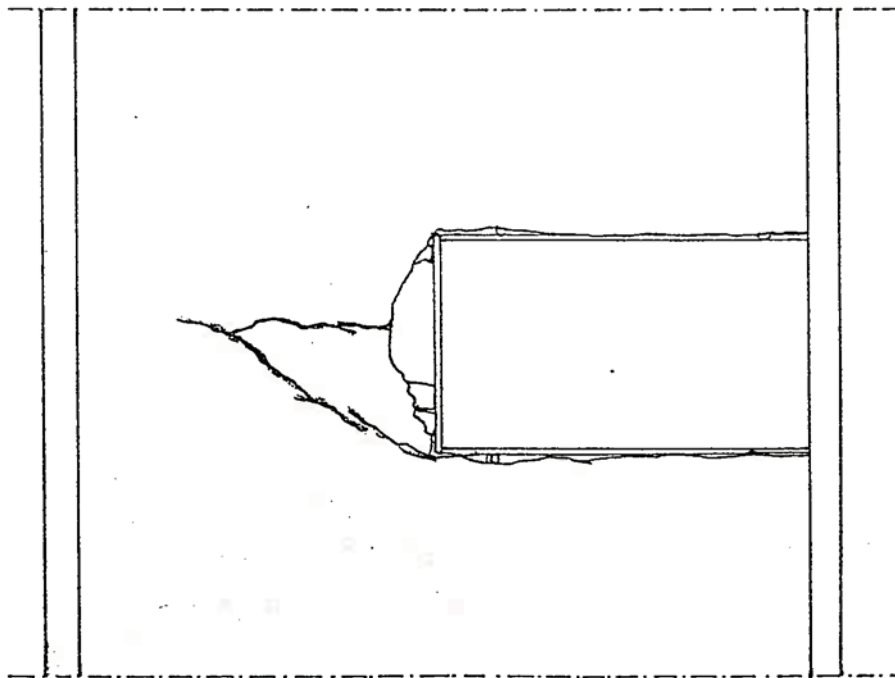
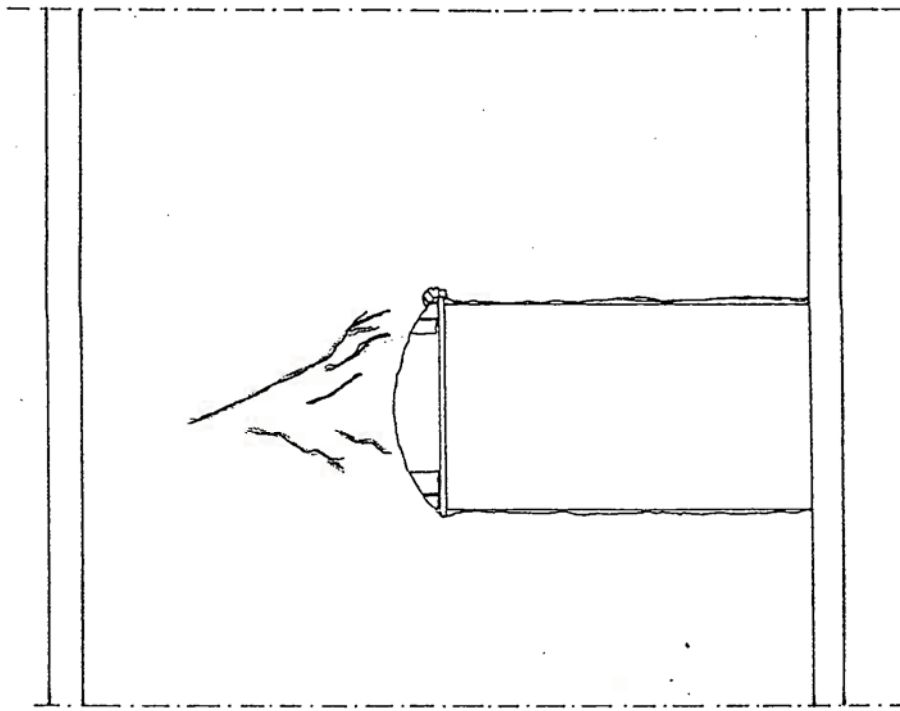
Lesigne N. 45

COLLOCAZIONE DELLA LESIONE fronte: Interno..... piano:	RIFERIMENTO ALLE TAVOLE Rilievo strutturale	SCHEDA n° <div style="text-align: right;">3</div> LESIONE n° 7, 8, 13, 30, 34, 36, 38 39, 44	
CARATTERISTICHE DELLA LESIONE		OSSERVAZIONI	
<input checked="" type="checkbox"/> lesione passante <input type="checkbox"/> lesione non passante		Le lesioni num. 8, 30, 34 e 36 sono state stuccate.	
<input type="checkbox"/> lesione nuova <input checked="" type="checkbox"/> lesione recente <input type="checkbox"/> lesione vecchia <input type="checkbox"/> lesione antica			
<p style="text-align: center;"><i>IPOTESI DI DIAGNOSI DEL DISSESTO.</i></p> <p>Lesione verticale dovuta alla rottura dell'arco o dell'architrave. Sollecitazione di taglio</p>			
<p style="text-align: center;"><i>IPOTESI DI CORRELAZIONE CON ALTRI FENOMENI</i></p> <p>Si prospetta l'ipotesi di un cedimento fondale.</p>			
TIPOLOGIA DEL DISSESTO			
<input type="checkbox"/> traslazione orizzontale 	<input checked="" type="checkbox"/> traslazione verticale 	<input type="checkbox"/> traslazione inclinata 	<input type="checkbox"/> rotazione 



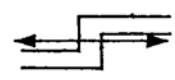
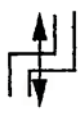




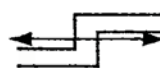







COLLOCAZIONE DELLA LESIONE	RIFERIMENTO ALLE TAVOLE	SCHEDA n° 4
fronte: Interno..... piano:	Rilievo strutturale	LESIONE n° 5, 6, 9, 14, 24, 25, 28, 29, 33, 43, 47

CARATTERISTICHE DELLA LESIONE	OSSERVAZIONI La lesione num. 29 è stata stuccata.
<input type="checkbox"/> lesione passante <input checked="" type="checkbox"/> lesione non passante	
<input type="checkbox"/> lesione nuova <input checked="" type="checkbox"/> lesione recente <input type="checkbox"/> lesione vecchia <input type="checkbox"/> lesione antica	
<p><i>IPOTESI DI DIAGNOSI DEL DISSESTO</i></p> <p>Cedimento inclinato dovuto all'eccessiva deformabilità delle spallette ed alla rottura dell'architrave. Sollecitazione di taglio</p>	
<p><i>IPOTESI DI CORRELAZIONE CON ALTRI FENOMENI</i></p> <p>Si prospetta l'ipotesi di un cedimento fondale.</p>	

TIPOLOGIA DEL DISSESTO			
<input type="checkbox"/> traslazione orizzontale 	<input type="checkbox"/> traslazione verticale 	<input checked="" type="checkbox"/> traslazione inclinata 	<input type="checkbox"/> rotazione 

COLLOCAZIONE DELLA LESIONE fronte: Interno..... piano:	RIFERIMENTO ALLE TAVOLE Rilievo strutturale	SCHEDA n° <div style="text-align: right; font-size: 1.5em;">5</div> LESIONE n° 1-4, 10-12, 15, 16, 18-23, 26, 27, 32, 40-42, 46, 48-50	
CARATTERISTICHE DELLA LESIONE		OSSERVAZIONI	
<input type="checkbox"/> lesione passante <input checked="" type="checkbox"/> lesione non passante		Le lesioni num. 3 e 32 sono state stuccate.	
<input type="checkbox"/> lesione nuova <input checked="" type="checkbox"/> lesione recente <input type="checkbox"/> lesione vecchia <input type="checkbox"/> lesione antica			
<i>IPOTESI DI DIAGNOSI DEL DISSESTO</i> Lesione verticale dovuta alla rottura dell'arco o dell'architrave. Sollecitazione di taglio			
<i>IPOTESI DI CORRELAZIONE CON ALTRI FENOMENI</i> Si prospetta l'ipotesi di un cedimento fondale.			
<i>TIPOLOGIA DEL DISSESTO</i>			
<input type="checkbox"/> traslazione orizzontale 	<input checked="" type="checkbox"/> traslazione verticale 	<input type="checkbox"/> traslazione inclinata 	<input type="checkbox"/> rotazione 

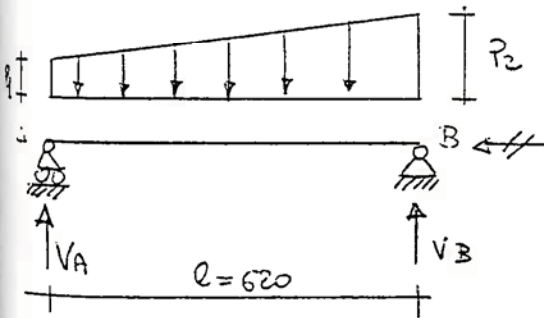
VERIFICA DI UN TRAVETTO DEL SOLAIO DI COPERTURA

ANALISI DEI CARICHI

- Carichi accidentali (Neve - Zona II).....96.6 Kg/mq
- Carico d'esercizio (Per lavori di manutenzione, riparazione, pulizia)
 - 100 Kg/mq
- Manto di copertura, marsigliesi.....40 Kg/mq
- Soletta n cemento (2400 Kg/mq) sp. 3,5 cm.....84 Kg/mq
- Tavelloni sp. 4 cm.....30 Kg/mq
- Muratura in mattoni forati (1100 Kg/mq) sp. 8 cm.....70.4Kg/mq
- Soletta n cemento (2400 Kg/mq) sp. 4 cm.....100 Kg/mq
- Solaio a travetti precompressi (o tralicciati), interasse 50 cm, blocchi di laterizio (per 1 cm di altezza 11 Kg/mq).....220 Kg/mq

Q ₁	670.6 Kg/mq
Q ₂	70.4 Kg/mq

$$Q_{TOT} = Q_i \times i \Rightarrow \begin{aligned} 670.6 \times 0.50 &= 335.3 \text{ } Q_{TOT1} \\ 70.4 \times 0.50 &= 35.2 \text{ } Q_{TOT2} \end{aligned}$$



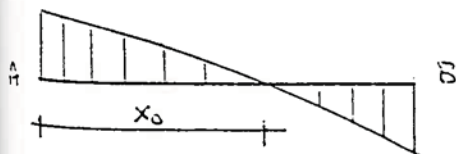
$$\begin{aligned} P_1 &= 3.35 \text{ Kg/cm} \\ P_2 &= 3.70 \text{ Kg/cm} \end{aligned}$$

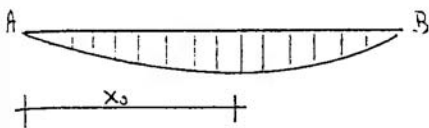
Reazioni

$$\begin{aligned} V_a &= \frac{(P_2 + 2P_1) \times l}{6} = 1074.666667 \text{ Kg} \\ V_b &= \frac{(2P_2 + P_1) \times l}{6} = 1110.83 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Taglio

$$\begin{aligned} T_a &= V_a = 1074.666667 \text{ Kg} \\ T_b &= V_b = 1110.83 \text{ Kg} \\ T_x &= V_a - P_1 \cdot x - \frac{(P_2 - P_1) \cdot x^2}{3l} \\ T_x &= 0 \text{ per } x = 312.564485 \text{ cm} \end{aligned}$$





Momento

$$M_a = 0$$

$$M_b = 0$$

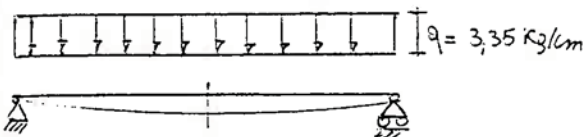
$$M_{\max} \text{ per } x = 312.564485 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = V_a \cdot X_0 \cdot \frac{P_1 X^2}{2} - \frac{P_2 - P_1 X_0}{6 l}$$

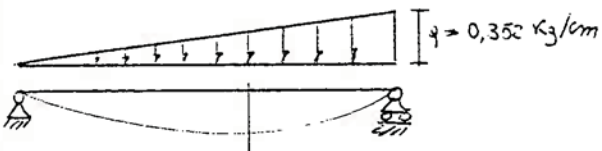
$$M_{\max} = 1693.878445 \text{ Kg m}$$

Deformazioni

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E \cdot J}$$



$$f_{\max l/2} = 2.586814937 \text{ cm}$$



$$f_{\max X_0} = 2.582190985 \text{ cm}$$

$$f_{\max \text{ Tot}} = 2.718295343 \text{ cm}$$

con

$$E = 6000 \sqrt{R_{ck}} \quad R_{ck} = 300$$

$$J = 23975.8 \text{ cm}^4$$

Tensioni

ASSE NEUTRO

$$y = \frac{B \cdot s + n(As \cdot h + As' \cdot h')}{2(Bs + n(As + As'))} =$$

con :

$$B = 50 \text{ cm}$$

$$s = 4 \text{ cm}$$

$$n = 15$$

$$As = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$h = 1,5 \text{ cm}$$

$$As' = 1,675 \text{ cm}^2$$

$$h' = 3$$

$$Y = 2,028804609 \text{ cm}^*$$

*Asse neutro nella soletta

con B max valore fra $B_0 + \frac{21}{10}$ e $B_0 + 10s + 2m$

** Si fa l'ipotesi di 3Ø10 nel travetto
Si fa l'ipotesi di Ø8 nella rete elettr.

$$\sigma_c = \frac{2M}{B \cdot y (h - y/3)} = 155,1644377 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{amm} = 68,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{B \cdot y (h - y/3)} = 3301,371015 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{amm} = 2200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{T}{B_0 (h - y/3)} = 4,239821882 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau_{amm} = 6 \text{ Kg/cm}^2$$

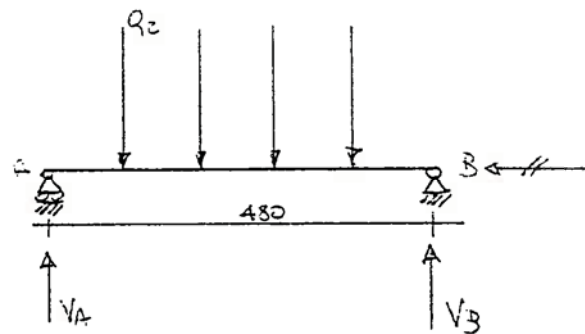
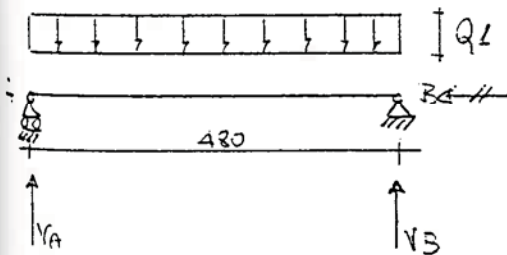
VERIFICA DI UN TRAVETTO DEL SOLAIO DI COPERTURA

ANALISI DEI CARICHI

- Carichi accidentali (Neve - Zona II).....96.6 Kg/mq
- Carico d'esercizio (Per lavori di manutenzione, riparazione, pulizia)
 - 100 Kg/mq
- Manto di copertura, marsigliesi.....40 Kg/mq
- Soletta n cemento (2400 Kg/mq) sp. 3,5 cm.....84 Kg/mq
- Tavelloni sp. 4 cm.....30 Kg/mq
- Muratura in mattoni forati (1100 Kg/mq) sp. 8 cm.....70.4Kg/mq
- Soletta n cemento (2400 Kg/mq) sp. 4 cm.....100 Kg/mq
- Solaio a travetti precompressi (o tralicciati), interasse 50 cm, blocchi di laterizio (per 1 cm di altezza 11 Kg/mq).....220 Kg/mq

Q ₁	670.6 Kg/mq
Q ₂	70.4 Kg/mq

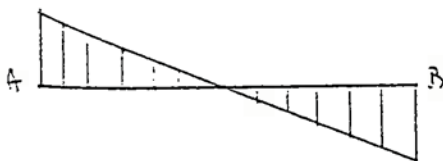
$$Q_{TOT} = Q_i \times i \Rightarrow 670.6 \times 0.50 = 335.3 \text{ Q}_{TOTI}$$



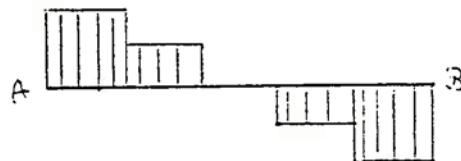
Reazioni

$$V_a = V_b = 804 \text{ Kg}$$

$$V_a = V_b = 140,8 \text{ Kg}$$



Taglio



$$T_a = V_a = 804 \text{ Kg}$$

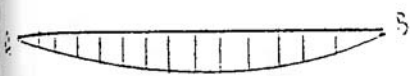
$$T_b = V_b = 804 \text{ Kg}$$

$$T_{ac} = 140,8 \text{ Kg} = T_{bf}$$

$$T_{cd} = 70,4 \text{ Kg} = T_{fe}$$

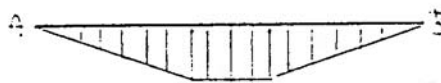
$$T = 0 \text{ per DE}$$

Momento



$$M_a = 0 \quad M_b = 0$$

$$M_{\max} \text{ l/2} = 96480 \text{ Kgcm}$$

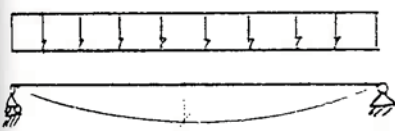


$$M_a = 0 \quad M_b = 0$$

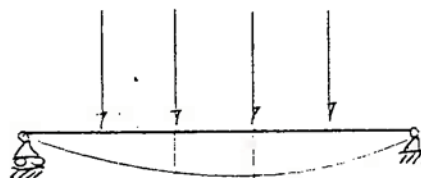
$$\text{Max} = 20275,2$$

$$\text{per l/2} = M_{\text{tot}} \quad 116755,2$$

Spostamenti



$$f_{\max} = 0,929316294 \text{ cm}$$



$$f_{\max} = \frac{2 P \cdot a (3 \cdot l^2 - 4 a^2)}{24 E j}$$

$$f_{\max} = 0,245811465 \text{ cm}$$

$$0,96 \text{ cm}$$

$$f_{\text{tot max}} = 1,175127759 \text{ cm} \leq f_{\text{amm}} = 1/500 \cdot 480 =$$

Tensioni

$$\sigma_c = 106,9513283 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 68,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2275,560176 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 2200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 3,06870229 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau_{\text{amm}} = 6 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA DI UN TRAVETTO DEL SOLAIO DEL PRIMO PIANO

ANALISI DEI CARICHI

- Carico d'esercizio (Locali pubblici suscettibili di affollamento) 300 Kg/mq
- Soletta in cemento (2400 Kg/mq) sp. 4 cm..... 100 Kg/mq
- Solaio a travetti precompressi (o tralicciati), interasse 50 cm, blocchi di laterizio (per 1 cm di altezza 11 Kg/mq)..... 220 Kg/mq
- Carico permanente..... 458 Kg/mq*

Qtot 1078 Kg/mq

* * *

CALCOLO DEL CARICO PERMANENTE

- Superficie del solaio 54,56 mq
- Sviluppo tramezzi 15 ml
- Altezza tramezzi 4.0 m
- Superficie totale 72 mq
- Detrazione porte 12,49 mq

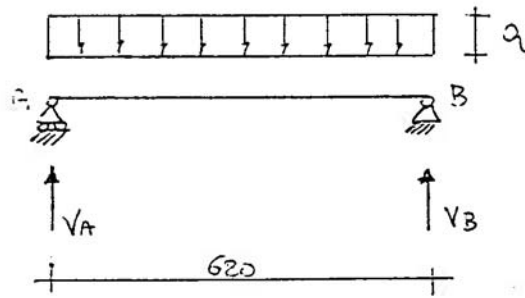
Tot. 59,51 mq tramezzi

- Muratura una testa di mattoni pieni 280 Kg/mq

$$59,51 \cdot 280 = 16662,8 \text{ Kg}$$

- Carico permanente $\frac{16662,8}{54,56} \cdot 1,5 = 458 \text{ Kg/mq}$

$$Q_{tot} = Q_i \cdot i = 1078 \cdot 0,50 = 539 \text{ Kg/m}$$



Reazioni

$$V_a = V_b = 1670,9 \text{ Kg}$$

Taglio

$$T_a = V_a = 1670,9 \text{ Kg}$$

$$T_b = V_b = 1670,9 \text{ Kg}$$

$$T = 0 \text{ per } l/2$$

Momento

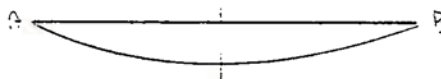
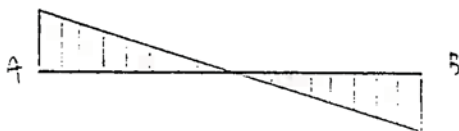
$$M_a = M_b = 0$$

$$M_{\text{max } l/2} = 258989,5 \text{ Kg m}$$

Deformazioni

$$f_{\text{max}} = 4,162069407 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}} \leq f_{\text{amm}} = 1/500 \cdot 620 = 1,24 \text{ cm}$$



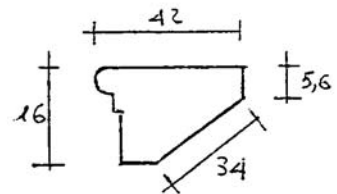
Tensioni

$$\sigma_c = 237,242901 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 68,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 5047,7083 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 2200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{max}} = 6,377480916 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau_{\text{amm}} = 6 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA DI UNO SCALINO IN MARMO



ANALISI DEI CARICHI

- Carico d'esercizio (400 Kg/mq).....(400 . 0,42).....168 K/mq
- Peso proprio (marmo saccaroide 2700 Kg/mc)
(2700 . A sezione).....111,24 Kg/mq

$$\text{TAGLIO}_{\text{tot}} = 648 \text{ Kg}$$

$$\text{MOMENTO}_{\text{tot}} = 598,4 \text{ Kg}$$

Sezione resistente

$$H = a/2 + X$$

$$W = (b \cdot h^2) = 1294,72 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{max}} = M/W = 43,9013 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 70 \text{ traz.} - 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

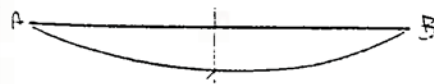
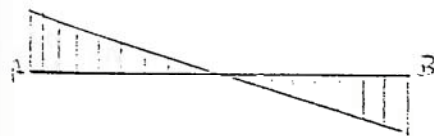
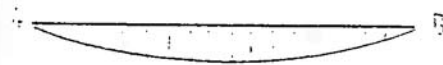
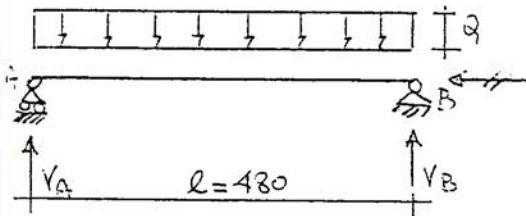
$$\tau_{\text{max}} = 3/2 \cdot (T/b \cdot h) = 1,7016 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau_{\text{amm}} = 14 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA DI UN TRAVETTO DEL PIANEROTTOLO DELLO SCALONE

ANALISI DEI CARICHI

- Carico d'esercizio (Locali pubblici suscettibili di affollamento) 300 Kg/mq
- Soletta in cemento (2400 Kg/mq) sp. 4 cm..... .100 Kg/mq
- Solaio a travetti precompressi (o tralicciati), interasse 50 cm, blocchi di laterizio (per 1 cm di altezza 11 Kg/mq).....220 Kg/mq

$$Q_{tot} = Q_i \cdot i = 620 \cdot 0,050 = 310 \text{ Kg/m}$$



Reazioni

$$V_a = V_b = 744 \text{ Kg}$$

Momento

$$M_{max} = 89280 \text{ Kgm}$$

$$M_a = M_b = 0$$

Taglio

$$T_a = V_a = 744 \text{ Kg}$$

$$T_b = -V_b = 744 \text{ Kg}$$

Deformazioni

$$f_{max} =$$

$$0,859964331 \leq f_{amm} = 0,96 \text{ cm}$$

Tensioni

$$\sigma_{max} = 81,7832 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{amm} = 68,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = 14,50056 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau_{amm} = \text{Kg/cm}^2$$

VERIFICA DEL SOLAIO A VOLTINE

ANALISI DEI CARICHI

-Longarina (paragonabile a NP 200).....	26 Kg/ml
-Voltine in muratura.....	90 Kg/mq
-Intonaco.....	30 Kg/mq
-Pavimento in seminato.....	80 Kg/mq
- Carico d'esercizio.....	300 Kg/mq
	Qi = 500 Kg/mq

$$Q_{tot} = 500 \text{ l (interasse)} = 500 + 26 = 526 \text{ Kg/m}$$

Reazioni

$$V_a = V_b = 1150 \text{ Kg}$$

Taglio

$$T_a = V_a = 1150 \text{ Kg}$$

$$T_b = V_b = 1150 \text{ Kg}$$

Momento

$$M_{max} (l/2) = 1322.5 \text{ Kgm}$$

$$W = 214 \text{ cm}^3 \quad J = 2138$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = 617.9906542 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{max} = 0.67467731 \text{ cm} \leq f_{es} = 1/500 = 0.92 \text{ cm}$$

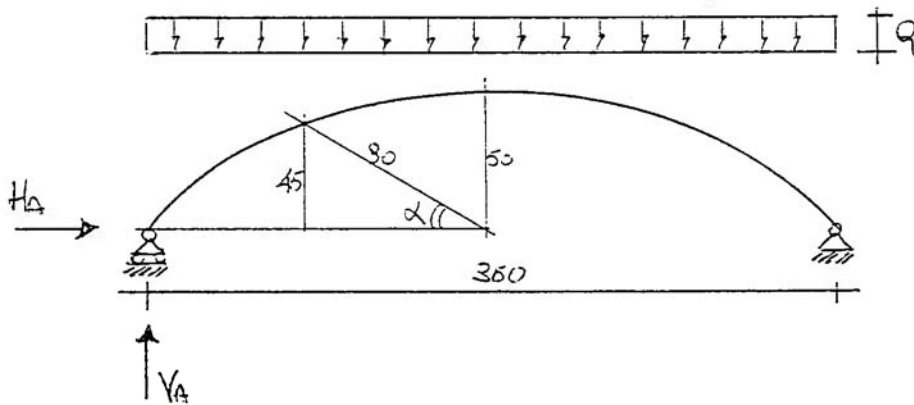
VERIFICA DI UNA VOLTA UN MURATURA

ANALISI DEI CARICHI

- Pavimento in seminato di marmo.....80 Kg/mq
- Rinfiacco in coccio e calcinaccio (1300 Kg/mc).....520 Kg/mq
(H media 40 cm)
- Mattoni pieni (1800 Kg/mc).....216 Kg/mq
- Carico d'esercizio.....300 Kg/mq

$$Q_i = 1116 \text{ Kg/mq}$$

$$Q_{tot} = Q_i \cdot i = 1116 \cdot 1 = 1116 \text{ Kg/m}$$



Reazioni

$$V_a = 1953 \text{ Kg}$$

$$H_a = 3298,986486 \Rightarrow 3299 \text{ Kg}$$

$\alpha = 30^\circ$ Sezione di rene

$$N(x) = 2403,357794 \text{ Kg}$$

$$T(x) = - 2421,777807 \text{ Kg}$$

$$M(x) = - 11516,22 \text{ Kgcm}$$

$$E = M/N = 4,791720995 \text{ cm}$$

↓
5 cm

$$\sigma_{max} = (N/b \cdot s) \cdot (1 + 6 L/s) = 2,253147932 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{amm} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 3/2 \cdot T/b.s = 1,513611129 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau_{\text{amm}} = \sqrt{f_k} / 2,5 = 66431913 \text{ Kgcm}^2$$

$\alpha = 90$ Sezione di chiave

$$N(x) = 3299 \text{ Kg}$$

$$E = M/N = 0,46203973 \text{ cm}$$

$$T(x) = 0$$

↓

$$M(x) = 1524,269078 \text{ Kgcm}$$

0,5 cm

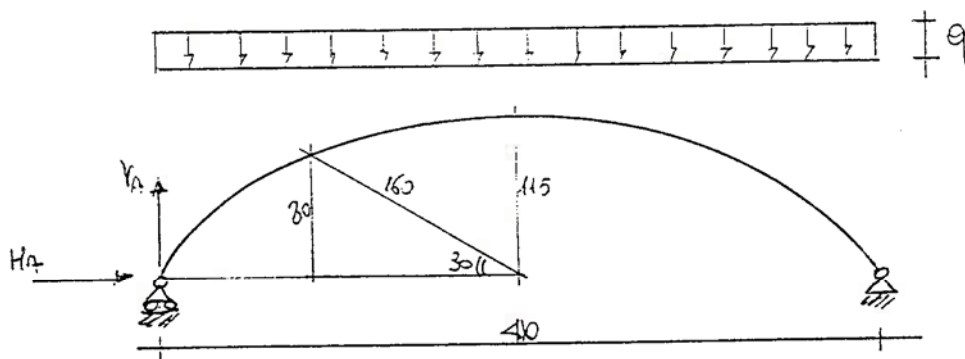
$$= p l^2 / 8 \cdot \nu / (1 + \nu) \quad \text{con } \nu = 15/8 \cdot (bh/12 / f^2 F_c) \sigma_{\max} = (N/b \cdot s) \cdot (1 + 6 L/s) = 2,253147932 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA DI UN ARCO IN MURATURA

ANALISI DEI CARICHI

-Pavimento in seminato di marmo.....	80 Kg/mq
- Rinfianco in coccio e calcinaccio (1300 Kg/mc).....	520 Kg/mq
(H media 40 cm)	
- Mattoni pieni (1800 Kg/mc).....	216 Kg/mq
- Carico d'esercizio.....	300 Kg/mq
- Arco in muratura (1800 Kg/mc).....	_____
	$Q_i = 1476 \text{ Kg/mq}$

$$Q_{tot} = Q_i \cdot i = 1476 \cdot 0,45 = 664,2 \text{ Kg/m}$$



Reazioni

$$V_a = 1361,61 \text{ Kg}$$

$$H_a = 1207,900498 \text{ Kg}$$

$$\alpha = 30^\circ \quad \text{Sezione di rene}$$

$$N(x) = 1401,02439 \text{ Kg}$$

$$E = M/N = 14,87174506 \text{ cm}$$

$$T(x) = - 585,881547 \text{ Kg}$$



$$M(x) = - 20835,67755 \text{ Kgcm}$$

$$15 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = (N/b \cdot s) \cdot (1 + 6 L/s) = 3,852817073 \text{ Kgcm}^2 \leq \sigma_{amm} = 35 \text{ Kgcm}^2$$

$$\tau_{\max} = 3/2 \cdot T/b \cdot s = 0,43941116 \leq \tau_{amm} = \sqrt{f_k} / 2,5 = 2,366431913 \text{ Kgcm}^2$$

* * *

$\alpha = 90$ Sezione di chiave

$$N(x) = 1207,900498 \text{ Kg}$$

$$T(x) = 0$$

$$M(x) = 656,4676733 \text{ Kgcm}$$

$$E = M/N = 0,54347827 \text{ cm}$$

↓

$$0,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{max}} = (N/b \cdot s) \cdot (1 + 6 L/s) = 6,945427864 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 35 \text{ Kgcm}^2$$

VERIFICA DI UNA VOLTA IN MURATURA COL METODO DEL POLIGONO FUNICOLARE

$L = 4,75 \text{ CM}$

- Pavimento in seminato $\gamma_p = 2700 \text{ Kg/mc}$
- Rinfianco in coccio e calcinaccio..... $\gamma_r = 1300 \text{ Kg/mc}$
- Arco in mattoni..... $\gamma_v = 1800 \text{ Kg/mc}$
- Sovraccarico..... $h'_{sv} = 300 \text{ Kg/mq}$

$$2700 \div 1800 = 1,5$$

$$1300 \div 1800 = 0,72$$

$$h'_{sv} = 300 \div 1800 = 16 \text{ cm}$$

$$h'_p = 5 \cdot 1,5 = 7,5 \text{ cm}$$

	$\gamma_r = 1300 \text{ Kg/mc}$	$\gamma_v = 1800 \text{ Kg/mc}$
CONCIO	$h'_r \text{ (cm)}$	$h'_r = h_r \cdot 0,50$
	8	4
1	9	4,5
2	10	5
3	12	6
4	15	7,5
5	19	9,5
6	18	9

CONCIO ALTEZZE RIDOTTE A 1800 Kg/mc

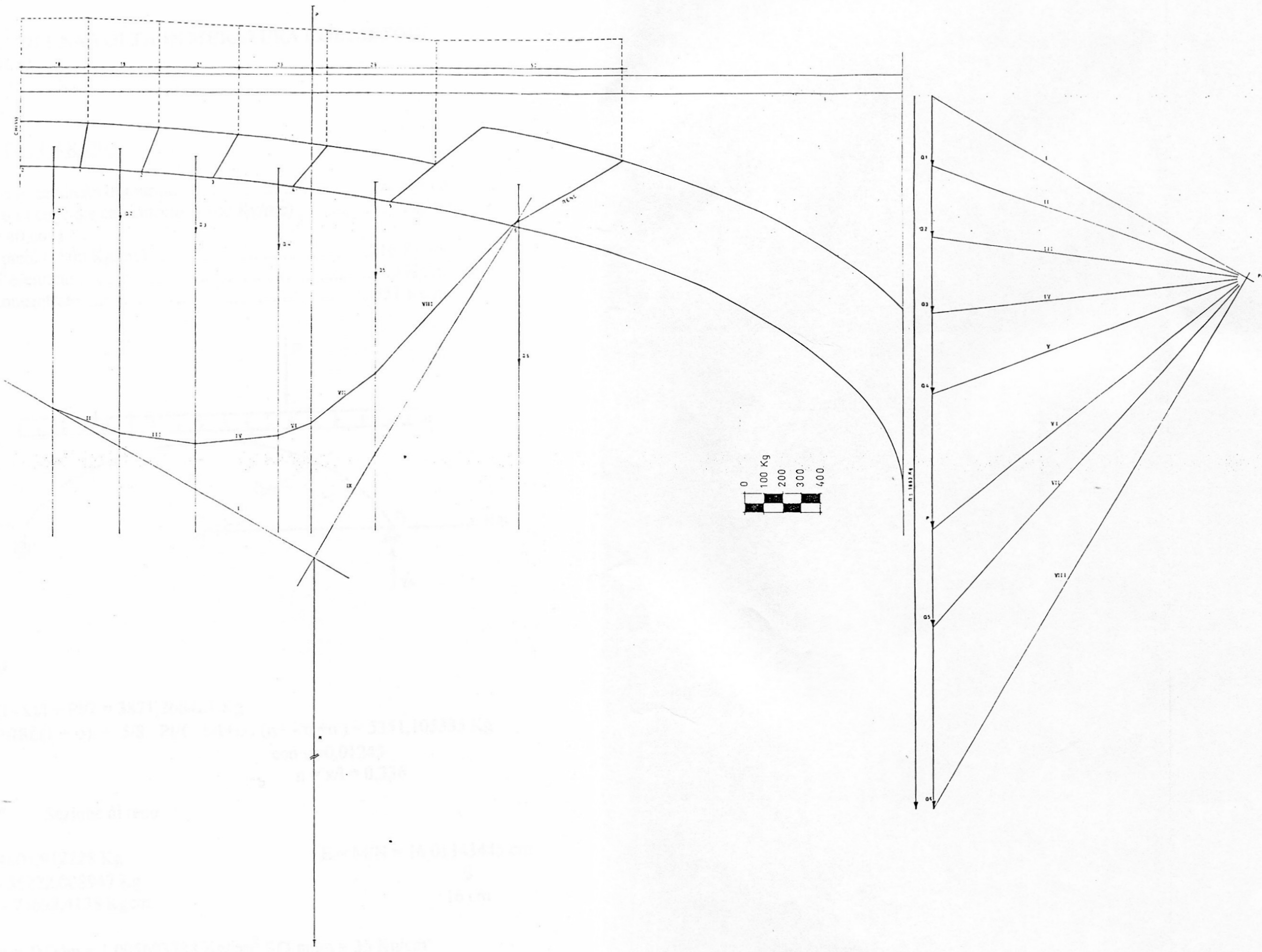
	$h'0 = 16+7,5+4=27,5$
1	$h'1 = 16+7,5+4,5=28$
2	$h'2 = 16+7,5+5=28,5$
3	$h'3 = 16+7,5+6=29,5$
4	$h'4 = 16+7,5+7,5=31$
5	$h'5 = 16+7,5+9,5=33$
6	$h'6 = 16+7,5+9=32,5$

per conci di H.24 cm P = 188 Kg
 per conci di H.12 cm P = 92 Kg

CONCIO	h'i (m)	bi (m)	peso Kg	concio Kg	Qtot
	0,275				
1	0,18	90	92	182	
2	0,19	97	92	189	
3	0,21	110	92	202	
4	0,23	125	92	217	
5	0,29	167	92	259	
6	0,50	295	188	483	
	0,325				

* P = 351 Kg carico concentrato

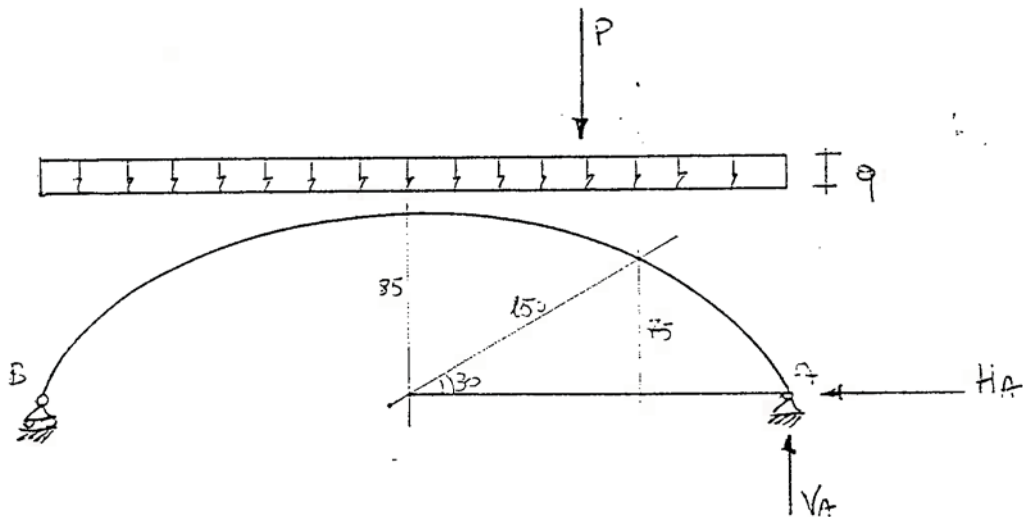
Qtot = 1883 Kg



VERIFICA DI UNA VOLTA IN MURATURA COL METODO ANALITICO

ANALISI DEI CARICHI

- Pavimento in seminato di marmo.....80 Kg/mq
- Rinfiacco in coccio e calcinaccio (1300 Kg/mc).....520 Kg/mq
(H media 40 cm)
- Mattoni pieni (1800 Kg/mc).....216 Kg/mq
- Carico d'esercizio.....300 Kg/mq
- Carico concentrato.....351 Kg/mq



Reazioni

$$V_a = P(1-x)/l + Pl/2 = 3871,268421 \text{ Kg}$$

$$H_a = Pl^2/(8f.(1+v)) + 5/8 . Pl/f . 1/1+v . (n^2 - n + n) = 5351,105335 \text{ Kg}$$

$$\text{con } v=0,01245$$

$$n = x/l = 0,336$$

$$\alpha = 30^\circ \quad \text{Sezione di rene}$$

$$N(x) = 4601,912228 \text{ Kg}$$

$$T(x) = - 35222,008947 \text{ Kg}$$

$$M(x) = - 73692,4138 \text{ Kgcm}$$

$$E = M/N = 16,01343445 \text{ cm}$$



$$16 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = 2N/sbu = 1.095693388 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = T/2bu = 0,628930169 \leq \tau_{\text{amm}} = \sqrt{f_k} / 2,5 = 2,366431913 \text{ Kg/cm}^2$$

* * *

$\alpha = 90$ Sezione di chiave

$$N(x) = 5351,105335 \text{ Kg}$$

$$E = M/N = 0187372518 \text{ cm}$$

$$T(x) = 0$$

↓

$$M(x) = 1002,650079 \text{ Kgcm}$$

$$0,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = (N/b \cdot s) \cdot (1 + 6 L/s) = 3,362219334 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA VOLTA A CROCIERA IN MURATURA

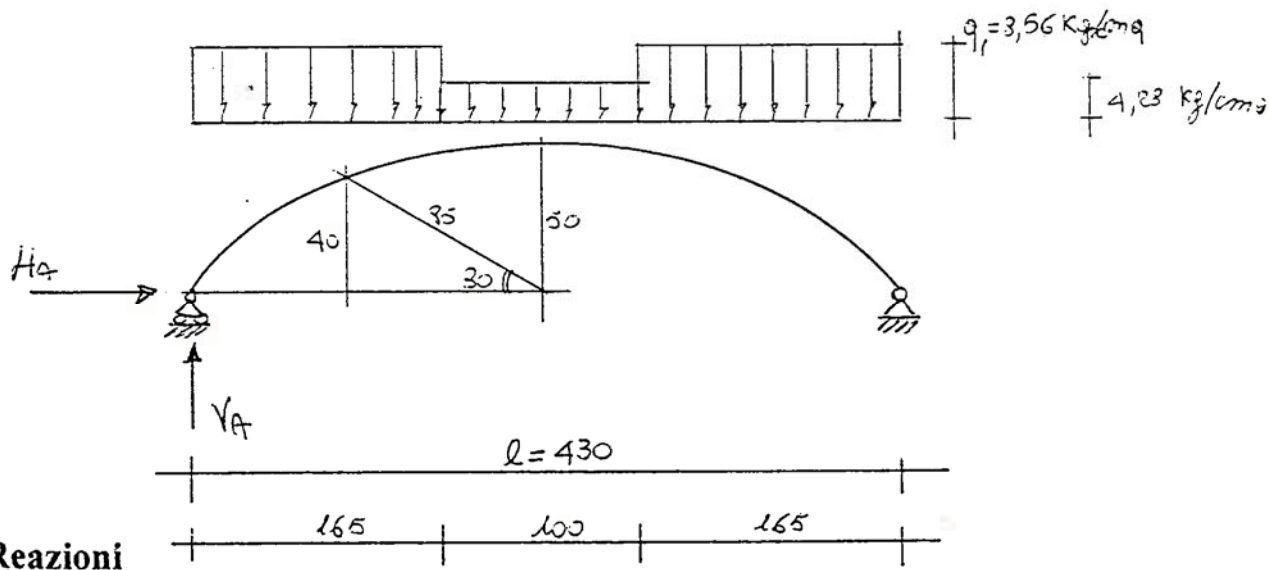
Arconi diagonali

ANALISI DEI CARICHI

- Pavimento in seminato di marmo.....80 Kg/mq
- Rinfiango in coccio e calcinaccio (1300 Kg/mc).....260 Kg/mq
(H media 22 cm)
- Mattoni pieni (1800 Kg/mc).....216 Kg/mq
- Carico d'esercizio.....300 Kg/mq

$$Q_i = 856 \text{ Kg/mq}$$

$$Q_{tot} = Q_i \cdot i = 856 \cdot 1 = 856 \text{ Kg/m}$$



Reazioni

$$V_A = 1626,4 \text{ Kg}$$

$$H_A = 2967,645 \text{ Kg}$$

$\alpha = 30^\circ$ Sezione di rene

$$N(x) = 1844,251188 \text{ Kg}$$

$$T(x) = -2359,364283 \text{ Kg}$$

$$E = M/N = 13,9 \text{ cm}$$

↓

$$M(x) = -25684,68917 \text{ Kgcm}^2$$

14 cm

$$\sigma_{\max} = 2N/sbu = 0,47288492 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = T/2bu = 0,453723901 \leq \tau_{\text{amm}} = \sqrt{f_k} / 2,5 = 2,366431913 \text{ Kg/cm}^2$$

$\alpha = 90$ Sezione di chiave

$$N(x) = 2967,645 \text{ Kg}$$

$$E = M/N = 1,219512195 \text{ cm}$$

$$T(x) = 0$$

↓

$$M(x) = 3619,079268 \text{ Kgcm}$$

1,3 cm

$$\sigma_{\max} = 2N/sbu = 3,969225188 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA VOLTA A CROCIERA IN MURATURA

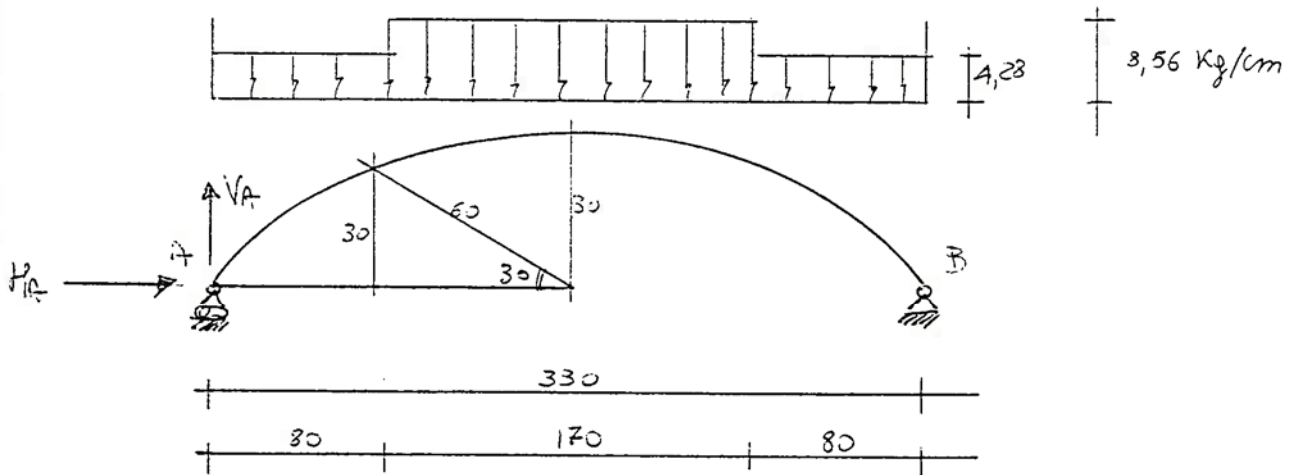
Arconi trasversali e longitudinali

ANALISI DEI CARICHI

- Pavimento in seminato di marmo.....80 Kg/mq
- Rinfianco in coccio e calcinaccio (1300 Kg/mc).....260 Kg/mq
(H media 22 cm)
- Mattoni pieni (1800 Kg/mc).....216 Kg/mq
- Carico d'esercizio.....300 Kg/mq

$$Q_i = 856 \text{ Kg/mq}$$

$$Q_{tot} = Q_i \cdot i = 856 \cdot 1 = 856 \text{ Kg/m}$$



Reazioni

$$V_a = 1070 \text{ Kg}$$

$$H_a = 2913,075 \text{ Kg}$$

$$\alpha = 30^\circ \quad \text{Sezione di rene}$$

$$N(x) = 1754,751096 \text{ Kg}$$

$$T(x) = -2350,623253 \text{ Kg}$$

$$M(x) = -7460,406689 \text{ Kgcm}$$

$$E = M/N = 4,251546961 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = 2N/sbu = 4,569664313 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = T/2bu = 2,93829066 \leq \tau_{\text{amm}} = \sqrt{f_k} / 2,5 = 2,366431913 \text{ Kg/cm}^2$$

$\alpha = 90$ Sezione di chiave

$$N(x) = 2913,075 \text{ Kg}$$

$$T(x) = 0$$

$$M(x) = 2131,518293 \text{ Kgcm}$$

$$E = M/N = 0,731707317 \text{ cm}$$

↓

$$1,3 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = 2N/sbu = 3,314836594 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA DI UN PILASTRO IN MURATURA

$$P = 4 \cdot 1626,4 + 8 \cdot 1070 = 15065,6 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{\text{max}} = N/A = 4,18488889 \leq \sigma_{\text{amm}} = 35 \text{ Kg/m}^2$$

* * *

Si verifica il rapporto h/t

con $h = 198 \text{ cm}$ e $t = 60 \text{ cm}$ (sp. min.)

$$h/t = 3.3 \leq 15$$

Il pilastro non risulta *snello* per cui non si procede alla verifica per il carico di punta.

VERIFICA DI UNA PIATTABANDA

Sp. muro = 60 cm

$h. = 1\sqrt{3} / 2 = 130$ cm

- Peso proprio della piattabanda $0,60 \cdot 0,60 \cdot 1 \cdot 1800 = 648$ Kg/m

- Muratura soprastante $1,30 \cdot 0,60 \cdot 1 \cdot 220 = 1716$ Kg/m

$R = 1129,5 \Rightarrow 1130$ Kg/m

$\alpha = 30^\circ$ Sezione di rene

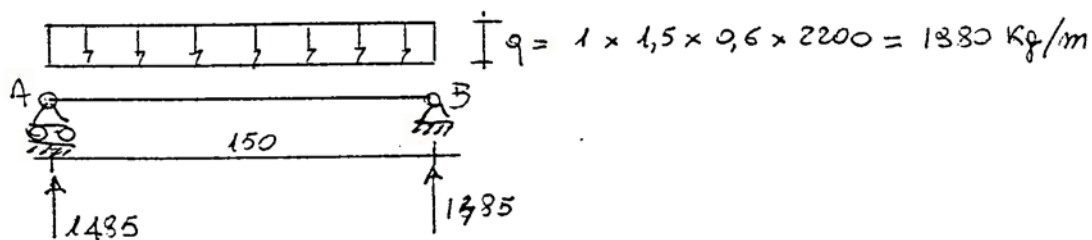
$\sigma_{max} = 2H/bs = 1,43$ Kg/cm² $\leq \sigma_{amm} = 35$ Kg/cm²

$\alpha = 90$ Sezione di chiave

$\sigma_{max} = 2N/bs = 1,46$ Kg/cm² $\leq \sigma_{amm} = 35$ Kg/cm²

$\tau_{max} = 0,05 \leq \tau_{amm} = 12$ Kg/cm²

VERIFICA DI PROGETTO NUOVO ARCHITRAVE

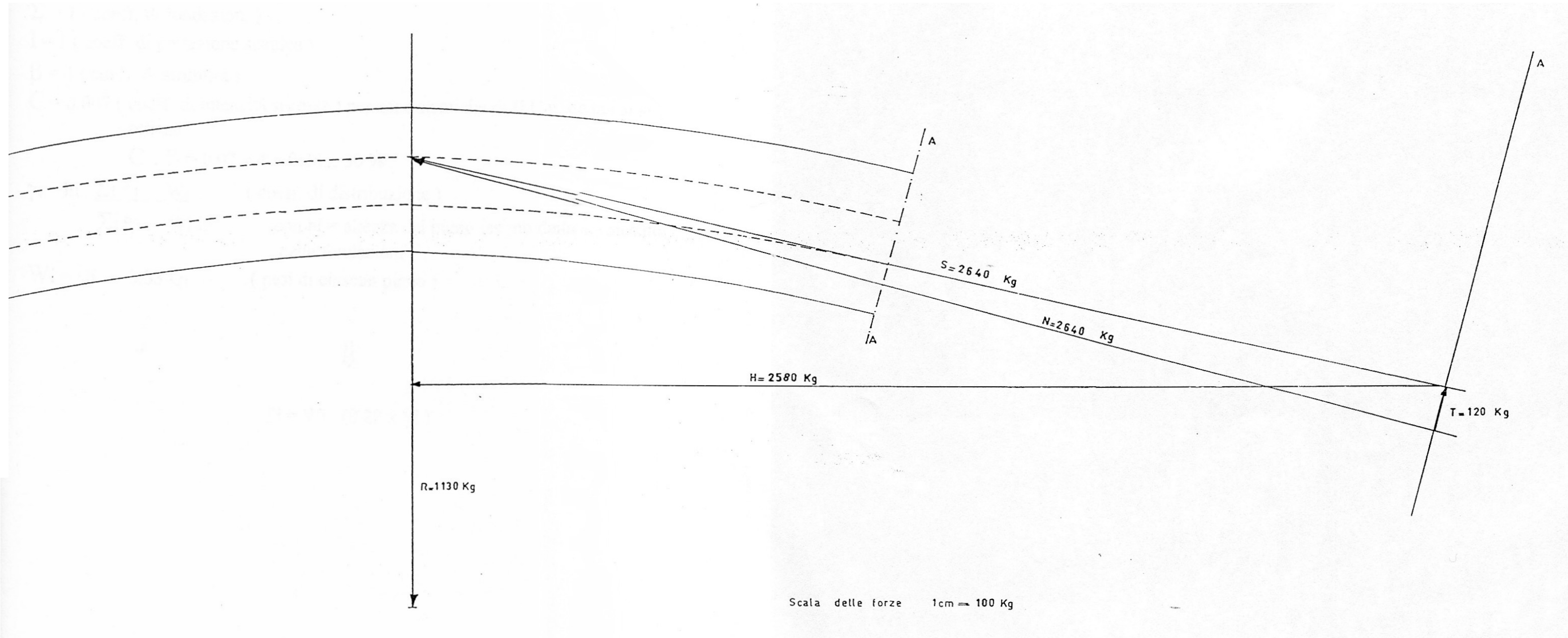


$M(L/2) = 55687,5$ Kgcmq

IPE 160

W=109

$\sigma_{max} = M/W = 510,8944954$ Kg/cm² $\leq \sigma_{amm} = 1600$ Kg/cm²



VERIFICA SISMICA

Si deve determinare la forza sismica F_i :

$$F_i = W_i (C \cdot R \cdot \Sigma \cdot \beta \cdot \gamma_i) I$$

Con :

$R = 1$ (coeff. di risposta)

$\Sigma = 1$ (coeff. di fondazioni)

$I = 1$ (coeff. di protezione sismica)

$\beta = 4$ (coeff. di struttura)

$C = 0.007$ (coeff. di intensità sismica) per zone sismiche di II Cat. da cui si ottiene:

$$C \cdot \beta = 0.007 \times 4 = 0.028 \cong 30 \%$$

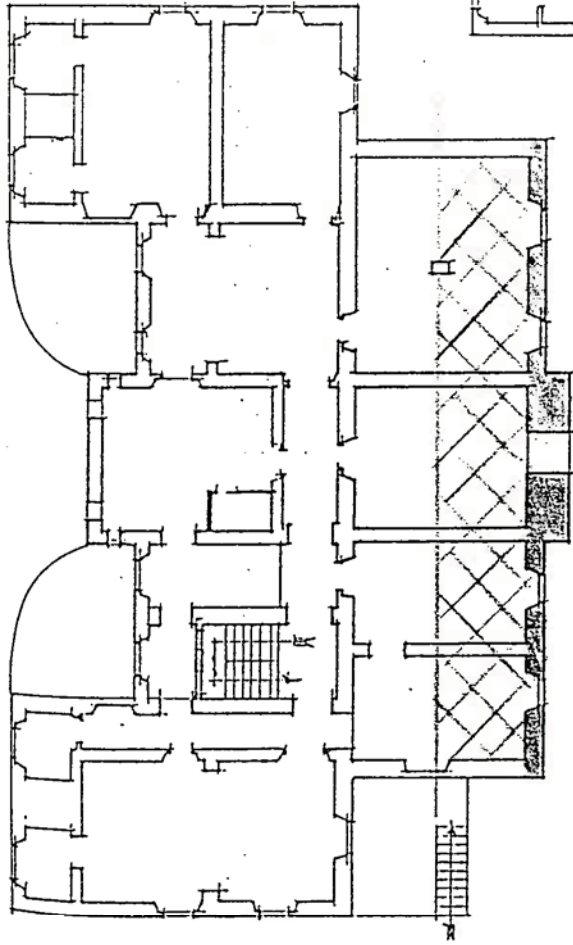
$\gamma_i = h_i \cdot \frac{\Sigma i^{n_1} \cdot W_i}{\Sigma i^{n_1} \cdot W_i h_i}$ (coeff. di distribuzione)

con h_i = altezza del piano iesimo dallo spiccatto delle fondazioni

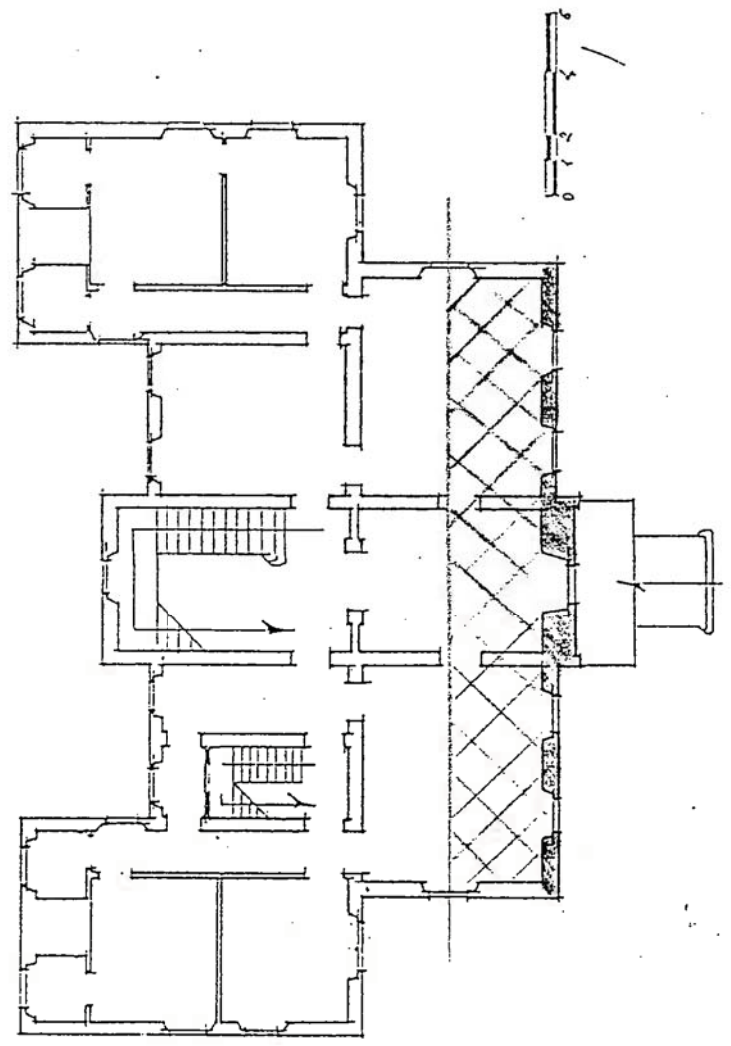
$W_i = G_i + 0.33 Q_i$ (pesi di ciascun piano)



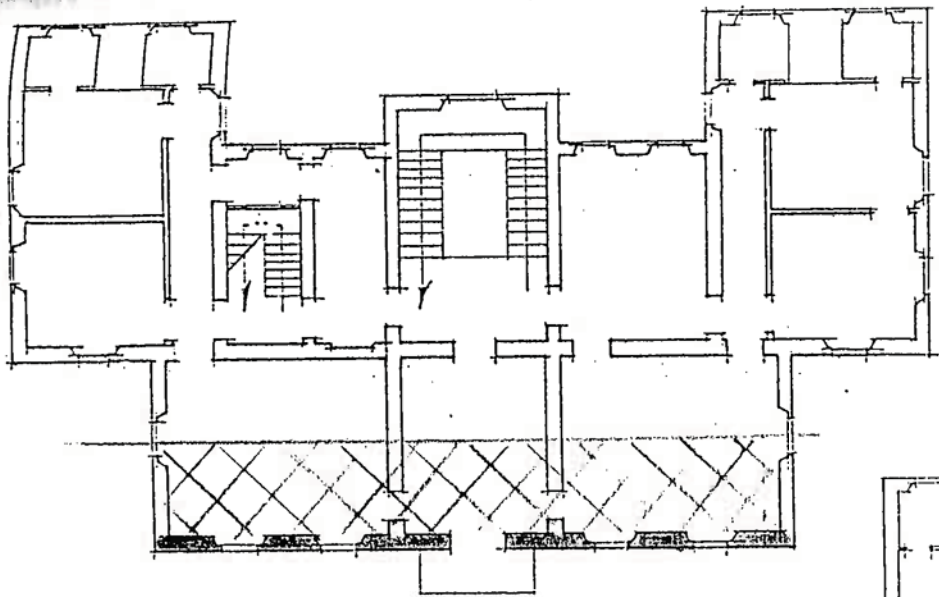
$$F_i = W_i \cdot (0.28 \times \gamma_i)$$



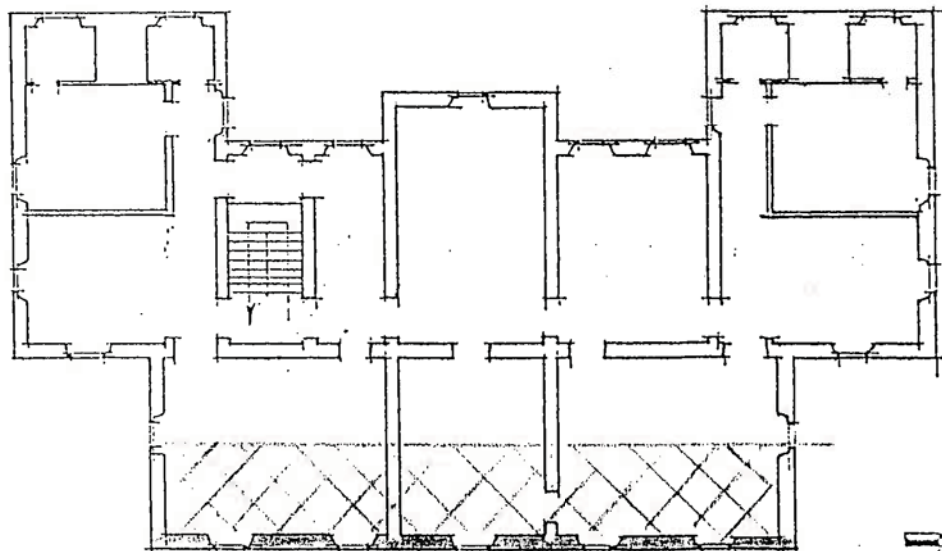
piano seminterrato



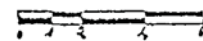
piano terreno

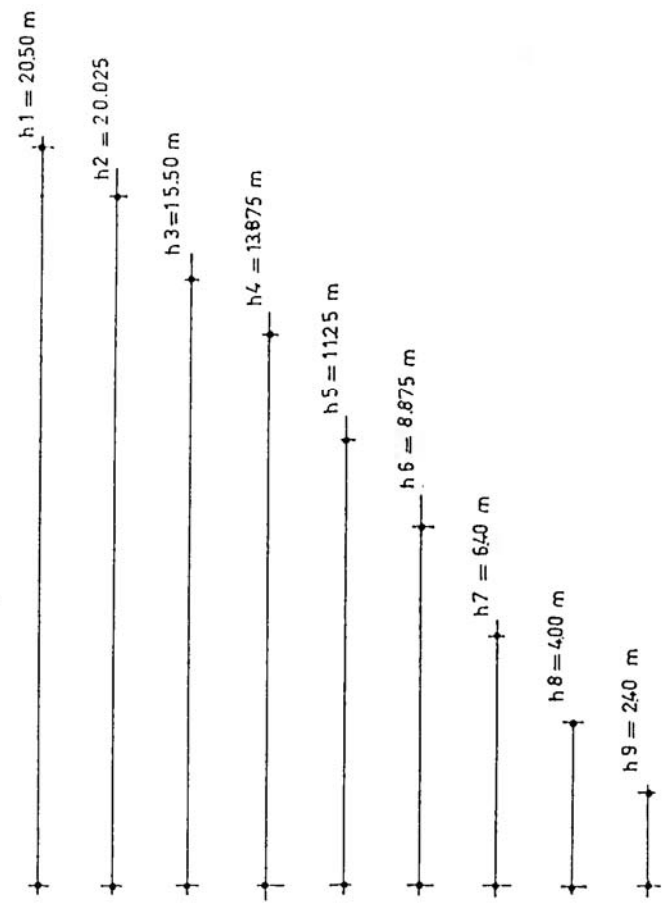
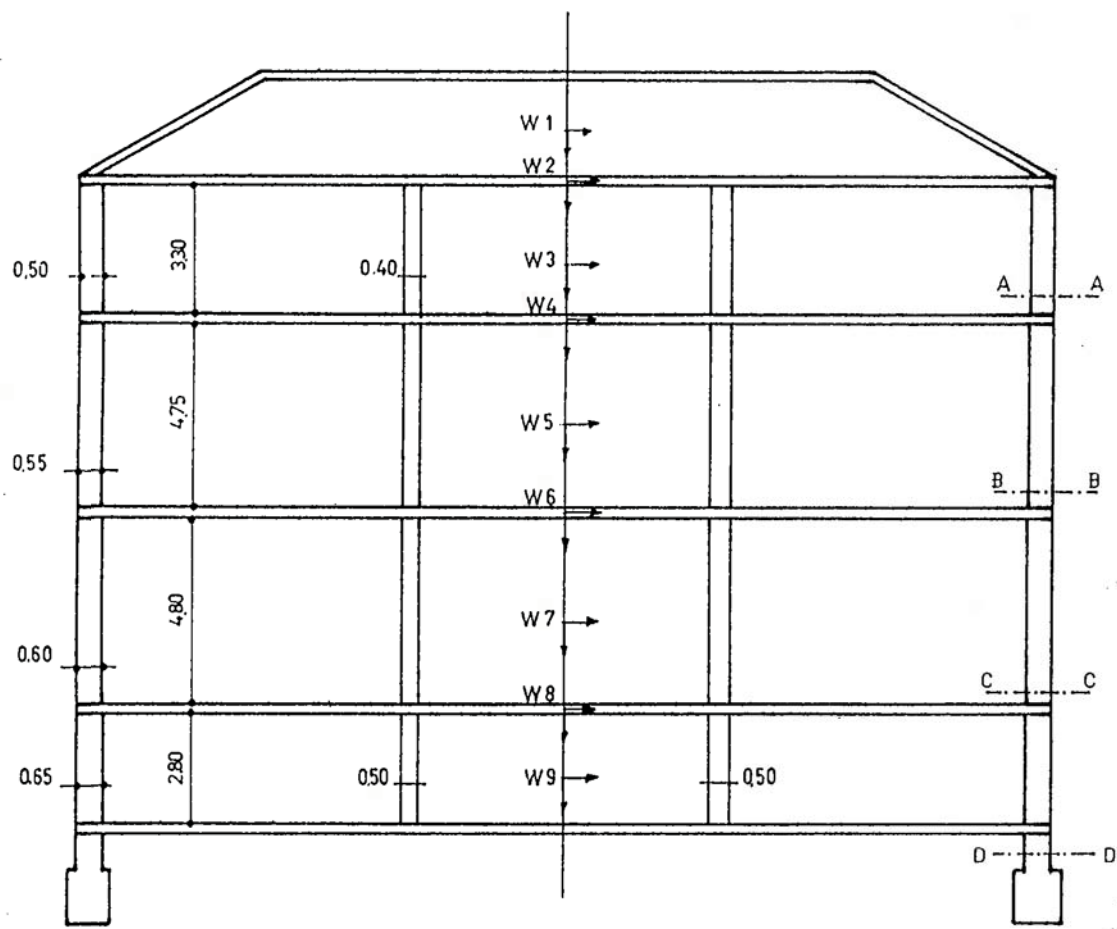


piano primo



piano secondo





LIVELLO DI COPERTURA [1]

$$W_i = G_i + s Q_i$$

$$A = 3.55 \times 21.35 \text{ mq} = \text{area di influenza}$$

Carichi permanenti

- solaio in latero cemento.....216 Kg/mq
- manto di copertura (coppi e tegoli).....60 Kg/mq
- guaina impermeabilizzante.....10 Kg/mq
- peso proprio della trave in c.a.....400 Kg/mq

$$Q_{\text{tot}} 686 \text{ Kg/mq}$$

- Carico proiettato

$$Q_{\text{tot}} 686 / \cos 20^\circ = 730 \text{ Kg/mq}$$

Carichi accidentali [Q_i]

- Carico d'esercizio.....100 Kg/mq
- Carico neve.....96.5 Kg/mq

$$S = 0.33 \text{ (D.M. 24/1/1986)}$$

$$G_i = Q_{\text{tot}} \cdot A = 730 \cdot 75.79 = 55326 \text{ Kg}$$

$$Q_i = 196.5(75.79) = 14893 \text{ Kg}$$

$$Q_i \cdot s = 14893 \cdot 0.33 = 4915 \text{ Kg}$$

$$W_i = 55326 + 4915 = 60241 \text{ Kg}$$

$$h_1 = 20.50 \text{ m}$$

SOLAIO SOTTOTETTO [2]

$$W_i = G_i + s Q_i$$

$$A = 3.55 \times 21.35 \text{ mq} = \text{area di influenza}$$

Carichi permanenti

- solaio in latero cemento.....220 Kg/mq

- Soletta in c.l.s.....100 Kg/mq

Qtot 320 Kg/mq

Carichi accidentali [Q_i]

- Carico d'esercizio.....100 Kg/mq

$$S = 0.33 \text{ (D.M. 24/1/1986)}$$

$$G_i = Q_{\text{tot}} \cdot A = 320 \cdot 75.79 = 24253 \text{ Kg}$$

$$Q_i = 100(75.79) = 7579 \text{ Kg}$$

$$Q_i \cdot s = 7579 \cdot 0.33 = 2501 \text{ Kg}$$

$$W_2 = 2501 + 24253 = 26754 \text{ Kg}$$

$$h_1 = 20.025 \text{ m}$$

MURATURA SECONDO PIANO [3]

Peso della muratura in pietrame non squadrato = 2200 Kg/mc
h piano secondo = 3.30 m

Gi =

$$2200 \times 0.45 \times 21.35 \times 3.30 = 69750 +$$
$$(2200 \times 0.50 \times 3.00 \times 3.30)^2 = 21780 +$$
$$(2200 \times 0.40 \times 3.00 \times 3.30)^2 = 17424$$

- detrazione finestre $(2200 \times 0.72 \text{ mc}) = 1596 \times 6 \text{ (n.finestre)} = 9566 \text{ Kg}$

$$Gi = 99390.45 \text{ Kg}$$

$$.W3 = 99390.45 \text{ Kg}$$

$$h3 = 15.50 \text{ m}$$

SOLAIO (piano primo - secondo) [4][6]

Carichi permanenti

- solaio in latero cemento.....220 Kg/mq
- Soletta in c.l.s.....100 Kg/mq
- Pavimento.....40 Kg/mq
- Sottofondo.....42 Kg/mq

Qtot 402 Kg/mq

Carichi accidentali [Qi]

- Carico d'esercizio (locali pubblici).....300 Kg/mq

$$G_i = Q_{tot} \cdot A = 402 \cdot 75.79 = 30468 \text{ Kg}$$

$$Q_i = 300(75.79) = 22737 \text{ Kg}$$

$$Q_i \cdot s = 22737 \cdot 0.33 = 7503 \text{ Kg}$$

$$W_4 = 30468 + 7503 = 37971 \text{ Kg}$$

$$h_4 = 13.875 \text{ m}$$

$$W_6 = 37971 \text{ Kg}$$

$$h_6 = 8.875 \text{ m}$$

MURATURA PRIMO PIANO [5]

Peso muratura in pietrame non squadrato = 2200 Kg
h piano primo = 4.75 m

Gi =

$$(0.55 \times 21.35 \times 4.75) = 55.78 \text{ mc} +$$

$$(0.55 \times 3.00 \times 4.75)^2 = 15.67 \text{ mc} +$$

$$(0.40 \times 3.00 \times 4.75)^2 = 11.4 \text{ mc}$$

$$\text{- detrazione porta } (0.55 \times 2.45 \times 3.50) = 4.72 \text{ mc}$$

$$\text{- detrazione finestre } (0.55 \times 1.30 \times 2.30) = 8.22 \text{ mc}$$

$$\text{tot } 69.91 \text{ mc}$$

$$Gi = 2200 \times 69.91 = 153802 \text{ Kg}$$

$$W5 = 153902 \text{ Kg}$$

$$h5 = 11.25 \text{ m}$$

MURATURA PIANO RIALZATO [7].

h piano rialzato = 4.80 m

Gi =

$$\begin{aligned} &(1.20 \times 5.50 \times 4.80) = 31.68 \text{ mc} + \\ &(0.60 \times 7.95 \times 4.80) \times 2 = 22.90 \text{ mc} \times 2 = 45.79 \text{ mc} + \\ &(0.45 \times 3.00 \times 4.80) \times 2 = 12.96 \text{ mc} + \\ &(0.60 \times 3.00 \times 4.80) \times 2 = 17.28 \text{ mc} + \\ &\text{detrazione porta ing. } (1.20 \times 2.00 \times 4.00) = 9.6 \text{ mc} \\ &\text{detrazione finestre } (0.60 \times 1.30 \times 2.30) \times 4 = 7.18 \text{ mc} \\ &\text{detrazione porta interna } (1.40 \times 0.45 \times 2.20) = 1.38 \text{ mc} \\ &\text{tot mc} = 89.55 \end{aligned}$$

$$Gi = 2200 \times 89.55 = 197010 \text{ Kg}$$

$$W7 = 197010 \text{ Kg}$$

$$h7 = 6.40 \text{ m}$$

SOLAIO A VOLTA [8] Piano rialzato

Carichi permanenti [G_i]

- Pavimento in seminato.....80 Kg/mq
 - Rinfianco in coccio e calcinaccio.....520 Kg/mq
 - Mattoni pieni.....216 Kg/mq
- $Q_{tot} = 816 \text{ Kg/mq}$

Carichi accidentali [Q_i]

- Carico d'esercizio.....300 Kg/mq

$$G_i = Q_{tot} \times A = 81 \times (75.79) = 61845 \text{ Kg}$$

$$Q_i = 300 \times 75.79 = 22737 \text{ Kg}$$

$$Q_i \times s = 7503 \text{ Kg}$$

$$W_8 = 61845 + 7503 = 69348 \text{ Kg}$$

$$h_8 = 4.00 \text{ m}$$

MURATURA PIANO SEMINTERRATO [9]

Peso muratura in pietrame non squadrato = 2200 Kg
h piano seminterrato = 2.80 m

Gi =

$$(1.40 \times 5.50 \times 2.80) = 21.56 \text{ mc} +$$

$$(0.65 \times 7.95 \times 2.80)2 = 28.94 \text{ mc} +$$

$$(0.50 \times 3.00 \times 2.80)2 = 8.4 \text{ mc} +$$

$$(0.70 \times 3.00 \times 2.80)2 = 11.76 \text{ mc}$$

$$\text{- detrazione finestre } (1.40 \times 1.20 \times 1.10) = 1.85 \text{ mc}$$

$$\text{- detrazione finestre } (0.65 \times 1.30 \times 0.80)4 = 2.70 \text{ mc}$$

$$\text{tot mc } 66.11$$

$$Gi = 2200 \times 66.11 = 145442 \text{ Kg}$$

$$W9 = 145442 \text{ Kg}$$

$$h9 = 2.40 \text{ m}$$

$$\gamma_i = \frac{h_i \cdot \Sigma W_i}{\Sigma W_i \cdot h_i}$$

$$\text{poniamo: } \frac{1}{hg} = \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i \cdot h_i}$$

$$\text{da cui: } \gamma = \frac{h_i}{hg}$$

9

$$hg = \frac{\sum_{i=1}^9 W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^9 W_i} = \frac{7793795.87}{828030.25} = 9.4125 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} W_1 \cdot h_1 &= 60241 \times 20.50 = 1234940.50 + \\ W_2 \cdot h_2 &= 26754 \times 20.025 = 535748.85 + \\ W_3 \cdot h_3 &= 99390.45 \times 15.50 = 1540551.98 + \\ W_4 \cdot h_4 &= 37971 \times 13.875 = 526847.82 + \\ W_5 \cdot h_5 &= 153902 \times 11.25 = 1731397.5 + \\ W_6 \cdot h_6 &= 37971 \times 8.875 = 336992.62 + \\ W_7 \cdot h_7 &= 197010 \times 6.40 = 1260864 + \\ W_8 \cdot h_8 &= 69348 \times 4.00 = 277392 + \\ W_9 \cdot h_9 &= 349060.80 = \underline{349060.80} = \\ & \qquad \qquad \qquad 7793795.87 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma W_i &= 60241 + 26754 + 99390.45 + 37971 + 37971 + 153902 + 19710 + \\ & 69345 + \\ & 145442 = 828030.25 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Si determinano i γ

$$\gamma_1 = \frac{h_1}{h_g} = \frac{20.50}{9.4125} = 2.18$$

$$\gamma_2 = \frac{h_2}{h_g} = \frac{20.025}{9.4125} = 2.13$$

$$\gamma_3 = \frac{h_3}{h_g} = \frac{15.50}{9.4125} = 1.65$$

$$\gamma_4 = \frac{h_4}{h_g} = \frac{13.875}{9.4125} = 1.47$$

$$\gamma_5 = \frac{h_5}{h_g} = \frac{11.25}{9.4125} = 1.20$$

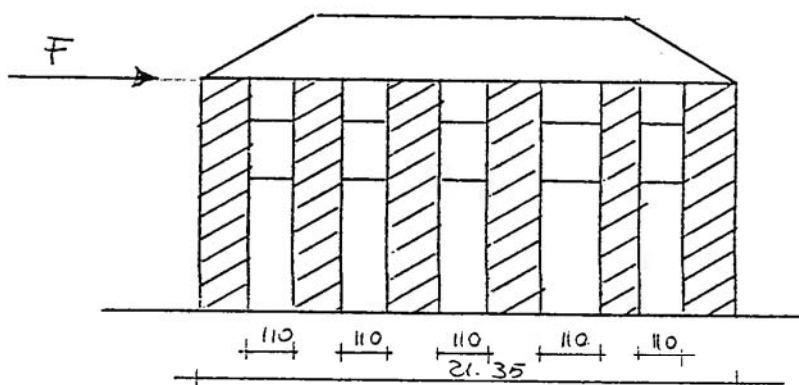
$$\gamma_6 = \frac{h_6}{h_g} = \frac{8.875}{9.4125} = 0.94$$

$$\gamma_7 = \frac{h_7}{h_g} = \frac{6.40}{9.4125} = 0.68$$

$$\gamma_8 = \frac{h_8}{h_g} = \frac{4.00}{9.4125} = 0.42$$

$$\gamma_9 = \frac{h_9}{h_g} = \frac{2.40}{9.4125} = 0.25$$

VERIFICA SEZIONE A - A



$$A = 15.85 \times 0.45 = 71325 \text{ mq}$$

$$F_1 = W_1 (0.28 \times \gamma_1) = 60241(0.28 \times 2.18) = 36771.15 \text{ Kg}$$

$$F_2 = W_2 (0.28 \times \gamma_2) = 26754(0.28 \times 2.13) = 15953.7 \text{ Kg}$$

$$F_3 = W_3 (0.28 \times \gamma_3) = 99390.45(0.28 \times 1.65) = 45918.39 \text{ Kg}$$

$$\sum_{i=1}^3 F_i = F = 36771.15 + 15953.70 + 45918.39 = 98643 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{\sum F}{A} = \frac{98643}{71325} = 1.38 \text{ Kg/mq}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{186385.45}{71325} = 2.61 \text{ Kg/mq}$$

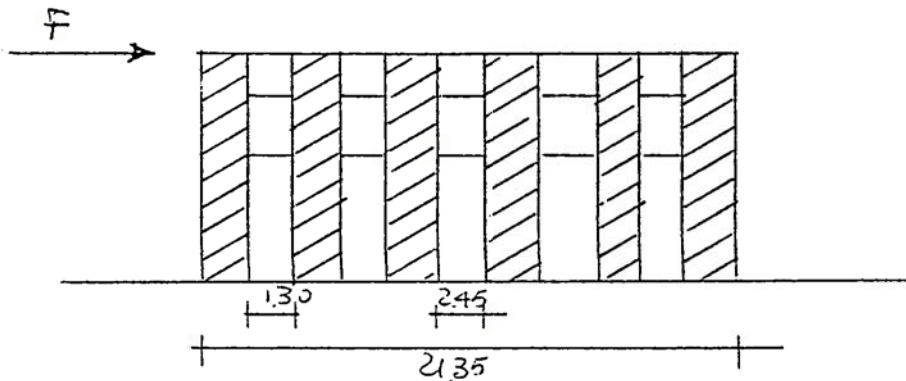
$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n = 1 + 0.4 (2.61) = 2.04$$

Dalla tab. del D.M.LL.PP. 20/11/1987 sapendo che $f_{vko} \geq 30 \text{ Kg/mc}$ e considerando muratura in pietrame si ricava:

$$f_{vko} = 1$$

$$\tau = 1.38 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_{vk} = 2.04 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA SEZIONE B - B



$$A = 13706 \times 55 = 75350 \text{ mq}$$

$$F_4 = W_4 (0.28 \times \gamma_4) = 37971(0.28 \times 1.47) = 15628.86 \text{ Kg}$$

$$F_5 = W_5 (0.28 \times \gamma_5) = 153902(0.28 \times 1.20) = 51711.07 \text{ Kg}$$

$$\sum_{i=1}^5 F = 98643 + 15628.86 + 51711.07 = 165983 \text{ Kg}$$

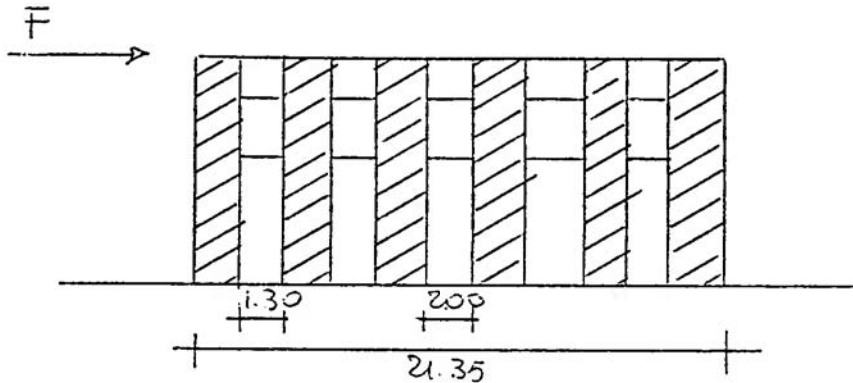
$$\tau = \frac{\sum F}{A} = \frac{165983}{75350} = 2.20 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_{vk} = 3.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{378258.45}{75350} = 5.02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = 186385.45 + 37971 + 153902 = 378258.45$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_n = 1 + 0.4 (5.02) = 3.01 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA SEZIONE C - C



$$A = 106200 \text{ cmq}$$

$$F_6 = W_6 (0.28 \times \gamma_6) = 37971(0.28 \times 0.94) = 9993.97 \text{ Kg}$$

$$F_7 = W_7 (0.28 \times \gamma_7) = 197010(0.28 \times 0.68) = 37510.70 \text{ Kg}$$

$$\sum_{i=1}^7 F = 165983 + 9993.87 + 37510.70 = 213488 \text{ Kg}$$

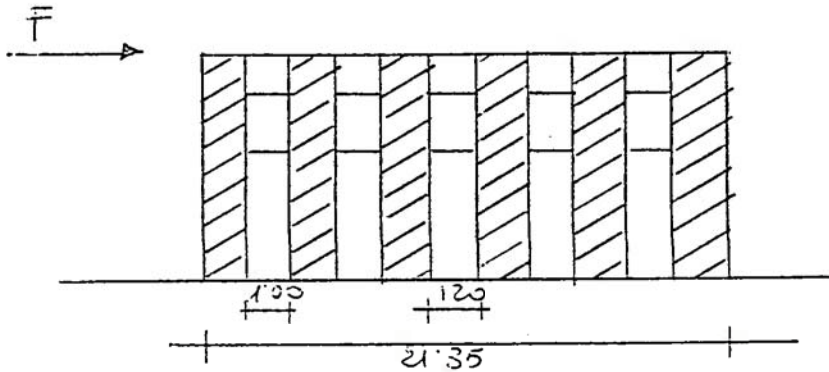
$$\tau = \frac{\sum F}{A} = \frac{213488}{106200} = 2.01 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_{vk} = 3.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{613239.45}{106200} = 5.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = 378258.45 + 37971 + 197010 = 613239.45$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n = 1 + 0.4 (5.77) = 3.31 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA SEZIONE D - D



$$A = 137550 \text{ cm}^2$$

$$F_8 = W_8 (0.28 \times \gamma_8) = 69348(0.28 \times 0.42) = 8155.32 \text{ Kg}$$

$$F_9 = W_9 (0.28 \times \gamma_9) = 145442(0.28 \times 0.25) = 10180.94 \text{ Kg}$$

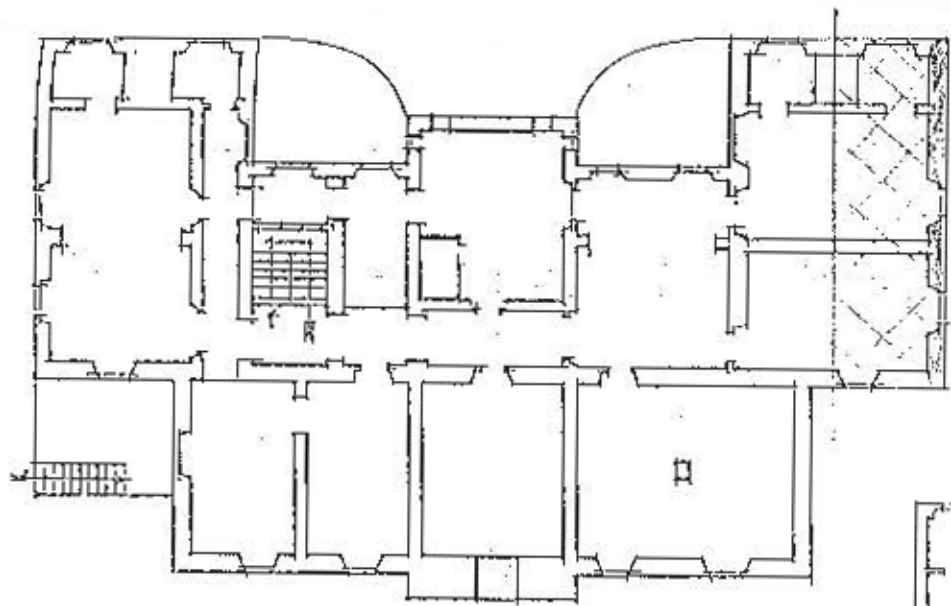
$$\sum_{i=1}^9 F = 165983 + 8155.32 + 10180.94 = 184319.26 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{\sum F}{A} = \frac{184319.26}{137550} = 1.34 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_{vk} = 2.72 \text{ Kg/cm}^2$$

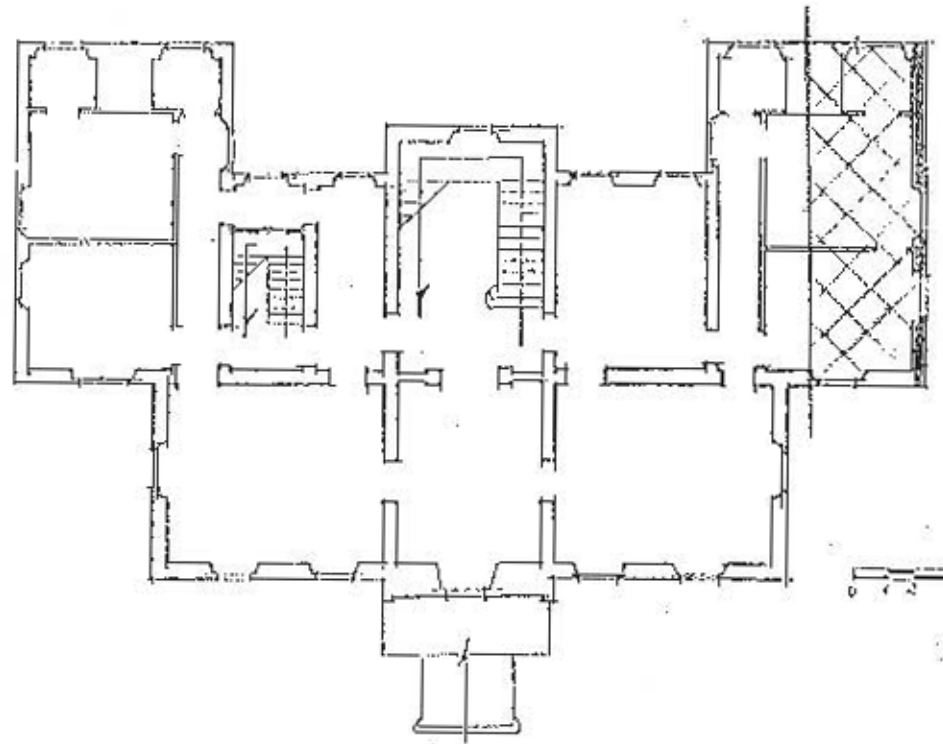
$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{593048.45}{137550} = 4.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = 378258.45 + 69348 + 145442 = 593048.45 \text{ Kg}$$

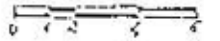
$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_n = 1 + 0.4 (4.31) = 2.72 \text{ Kg/cm}^2$$

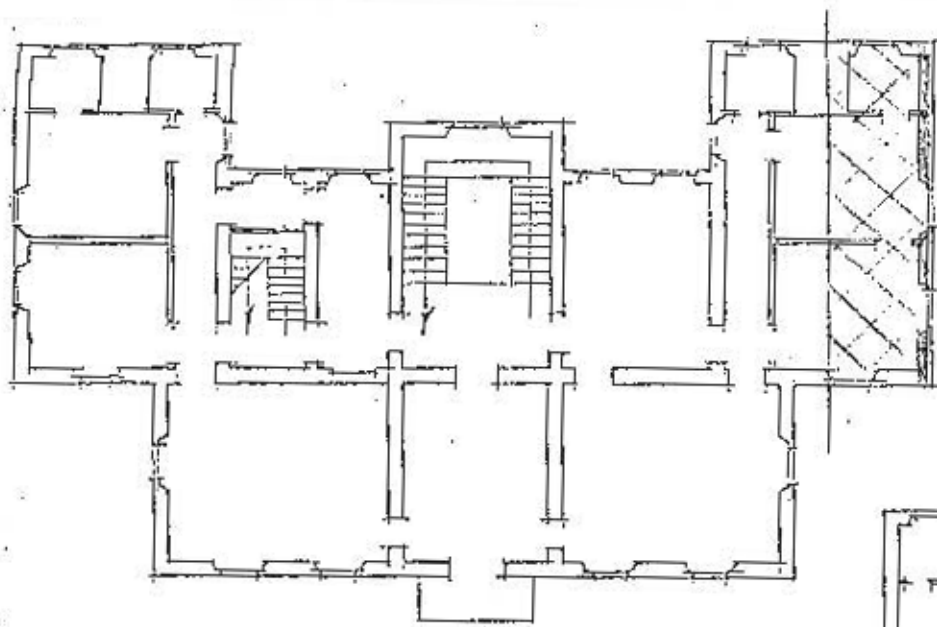


piano seminterrato

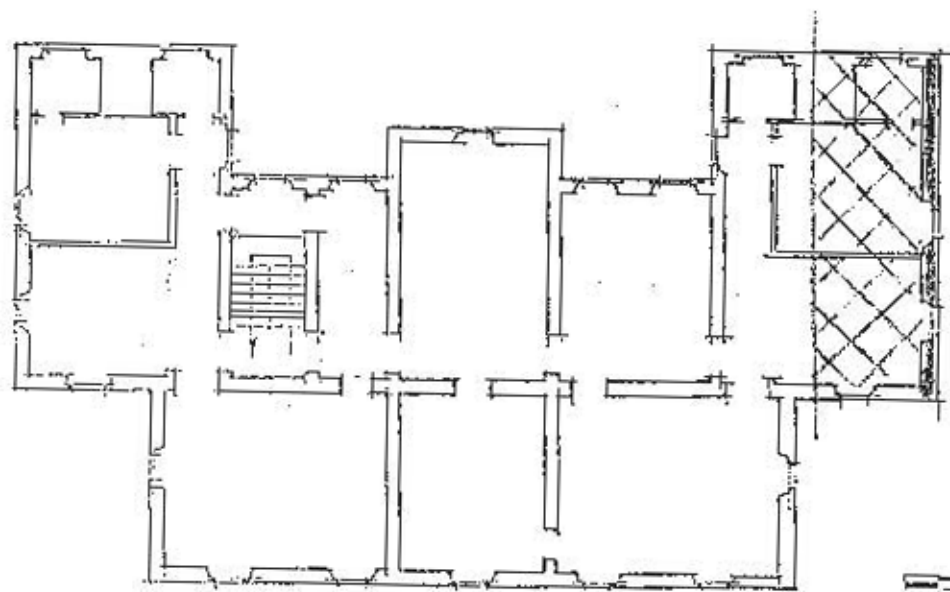


piano terreno

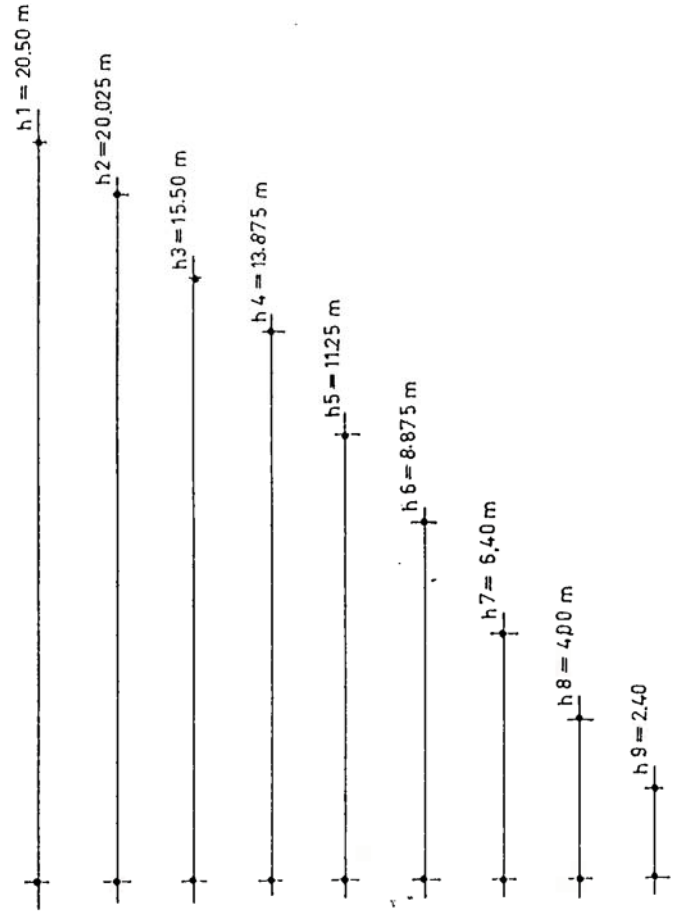
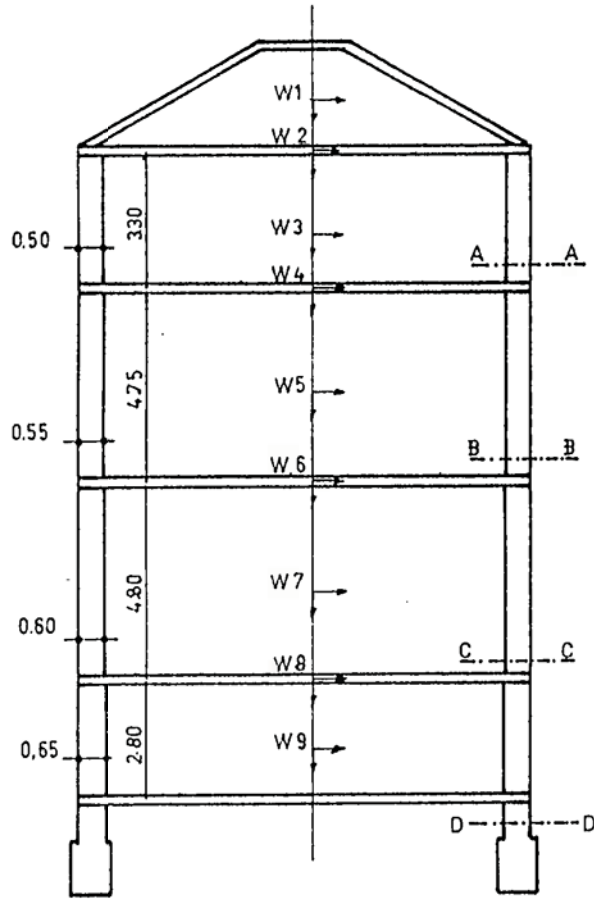




piano primo



piano secondo



LIVELLO DI COPERTURA [1]

$$A = 11.80 \times 3.70 = 43.66 \text{ mq}$$

$$G_i = Q_{\text{tot}} \times A = 730 \times 43.66 = 31872 \text{ Kg}$$

$$s \times Q_i = 0.33 \times 196.5 \times 43.66 = 2831 \text{ Kg}$$

$$W_1 = 31872 + 2831 = 34703 \text{ Kg}$$

$$h_1 = 20.50 \text{ m}$$

SOLAIO SOTTOTETTO [2]

$$G_i = Q_{\text{tot}} \times A = 320 \times 43.66 = 13971 \text{ Kg}$$

$$s \times Q_i = 0.33 \times 100 \times 43.66 = 1440.78 \text{ Kg} = 1441 \text{ Kg}$$

$$W_2 = 13971 + 1441 = 15412 \text{ Kg}$$

$$h_2 = 20.025 \text{ m}$$

MURATURA SECONDO PIANO [3]

$$G_i = 2200 \times 0.45 \times 11.80 \times 3.30 = 38550 +$$

$$2200 \times 0.40 \times 3.20 \times 3.30 = 9292.8 +$$

$$2200 \times 0.50 \times 3.20 \times 3.30 = 11616$$

$$\text{detrazione finestre} \quad 6336$$

$$\text{tot } 18428 \text{ Kg}$$

$$W_3 = 18428 \text{ Kg}$$

$$h_3 = 15.50 \text{ m}$$

SOLAIO PIANO SECONDO [4]

$$G_i = Q_{\text{tot}} \times A = 402 \times 43.66 = 17551 \text{ Kg}$$

$$S \times G_i = 0.33 \times 3.00 \times 43.66 = 4322.34 \text{ Kg}$$

$$W_4 = 21873 \text{ Kg}$$

$$h_4 = 13.875 \text{ m}$$

SOLAIO PIANO PRIMO [6]

$$W6 = 21873 \text{ Kg}$$

$$h6 = 8.875 \text{ m}$$

SOLAIO A VOLTA [8]

$$Gi = Q_{\text{tot}} \times A = 816 \times 43.66 = 35627 \text{ Kg}$$

$$Qi \times s = 4322.34 \text{ Kg}$$

$$W8 = 39949 \text{ Kg}$$

$$h8 = 4.00 \text{ m}$$

MURATURA PRIMO PIANO [5]

$$(0.50 \times 11.80 \times 4.75) = 28.02 \text{ mc}$$

$$(0.50 \times 3.20 \times 4.75) = 7.6 \text{ mc}$$

$$(0.55 \times 1.25 \times 2.30) = 1.58 \text{ mc}$$

$$\text{detrazione finestre } (0.50 \times 3.20 \times 4.75) = 8.36 \text{ mc}$$

$$\text{detrazione finestre } (0.50 \times 1.25 \times 2.30)3 = 1.44 \text{ mc}$$

$$\text{tot mc } 40.96$$

$$Gi = 2200 \times 40.96 = 90112 \text{ Kg}$$

$$W5 = 90112 \text{ Kg}$$

$$h5 = 11.25 \text{ m}$$

MURATURA PIANO RIALZATO [7]

$$(0.50 \times 11.80 \times 4.80) = 28.32 +$$

$$(0.50 \times 3.20 \times 4.80) = 7.68 +$$

$$(0.55 \times 1.25 \times 2.30) = 1.58 +$$

$$\text{detrazione finestre } (0.55 \times 3.20 \times 4.80) = 8.45$$

$$\text{detrazione finestre } (0.50 \times 1.25 \times 2.30)4 = 5.75$$

$$\text{tot mc } 37.12$$

$$G_i = 2200 \times 37.12 = 81664 \text{ Kg}$$

$$W_7 = 81664 \text{ Kg}$$

$$k_7 = 6.40 \text{ m}$$

MURATURA PIANO SEMINTERRATO [9]

$$(0.65 \times 11.80 \times 2.80) = 21.48 +$$

$$(0.70 \times 3.20 \times 2.80) \times 2 = 12.54 +$$

$$(0.35 \times 3.20 \times 2.80) = 3.14 +$$

$$\text{detrazione porte } (0.25 \times 3.20 \times 2.80) = 2.24$$

$$\text{detrazione finestre } (0.65 \times 1.00 \times 1.10) \times 3 = 2.15$$

$$\text{detrazione finestre } (0.70 \times 1.00 \times 1.10) \times 2 = 1.54$$

$$(0.35 \times 1.25 \times 2.20) = 0.96$$

$$\text{tot mc } 34.75$$

$$G_i = 2200 \times 34.75 = 76450 \text{ Kg}$$

$$W_9 = 76450 \text{ Kg}$$

$$k_9 = 2.40 \text{ m}$$

Si trova hg:

$$hg = \frac{\sum_{i=1}^9 W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^9 W_i} = \frac{3425977.16}{400464} = 8.55 \text{ m}$$

$$W_1 h_1 = 34703 \times 20.50 = 711417.50 +$$

$$W_2 h_2 = 15412 \times 20.025 = 308625.30 +$$

$$W_3 h_3 = 18428 \times 15.50 = 28644 +$$

$$W_4 h_4 = 21873 \times 13.875 = 303487.88 +$$

$$W_5 h_5 = 90112 \times 11.25 = 1013760 +$$

$$W_6 h_6 = 21873 \times 8.875 = 194122.88 +$$

$$W_7 h_7 = 81664 \times 6.40 = 522649.60$$

$$W_8 h_8 = 39949 \times 4.00 = 159796 +$$

$$W_9 h_9 = 76450 \times 2.40 = 183480 = \text{tot } 3425977.16 \text{ Kg m}$$

$$\sum W_i = 400464 \text{ Kg}$$

Si determinano i γ

$$\gamma_1 = \frac{h_1}{hg} = \frac{20.50}{8.55} = 2.40$$

$$\gamma_2 = \frac{h_2}{hg} = \frac{20.025}{8.55} = 2.34$$

$$\gamma_3 = \frac{h_3}{hg} = \frac{15.50}{8.55} = 1.81$$

$$\gamma_4 = \frac{h_4}{hg} = \frac{13.875}{8.55} = 1.62$$

$$\gamma_5 = \frac{h_5}{hg} = \frac{11.25}{8.55} = 1.32$$

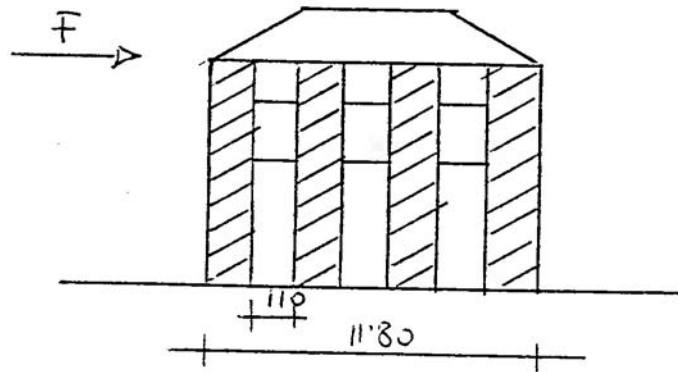
$$\gamma_6 = \frac{h_6}{hg} = \frac{8.875}{8.55} = 1.04$$

$$\gamma_7 = \frac{h_7}{h_g} = \frac{6.40}{8.55} = 0.75$$

$$\gamma_8 = \frac{h_8}{h_g} = \frac{4.00}{8.55} = 0.47$$

$$\gamma_9 = \frac{h_9}{h_g} = \frac{2.40}{8.55} = 0.28$$

VERIFICA SEZIONE A - A



$$A = 0.45 \times (11.80 - 3.30) = 3.825 \text{ mq}$$

$$F_1 = W_1 (0.28 \times \gamma_1) = 34703(0.28 \times 2.40) = 23320.42 \text{ Kg}$$

$$F_2 = W_2 (0.28 \times \gamma_2) = 15412(0.28 \times 2.34) = 10097.94 \text{ Kg}$$

$$F_3 = W_3 (0.28 \times \gamma_3) = 18428(0.28 \times 1.81) = 9339.31 \text{ Kg}$$

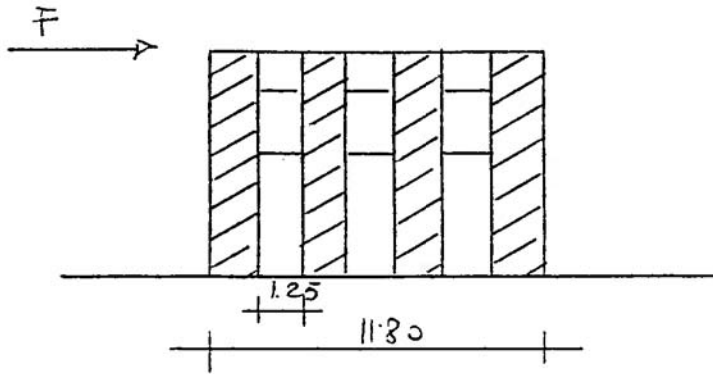
$$\sum_{j=1}^3 F = 42761 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{\sum F}{A} = \frac{42761}{38250} = 1.12 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{68543}{38250} = 1.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n = 1 + 0.4 (1.79) = 1.72 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA SEZIONE B - B



$$A = 50 (11.80 - 3.75) = 40250 \text{ mq}$$

$$F_4 = W_4 (0.28 \times \gamma_4) = 21873(0.28 \times 1.62) = 9921.59 \text{ Kg}$$

$$F_5 = W_5 (0.28 \times \gamma_5) = 90112(0.28 \times 1.32) = 33305.39 \text{ Kg}$$

$$\sum_{i=1}^5 F = 42761 + 43227 = 85988 \text{ Kg}$$

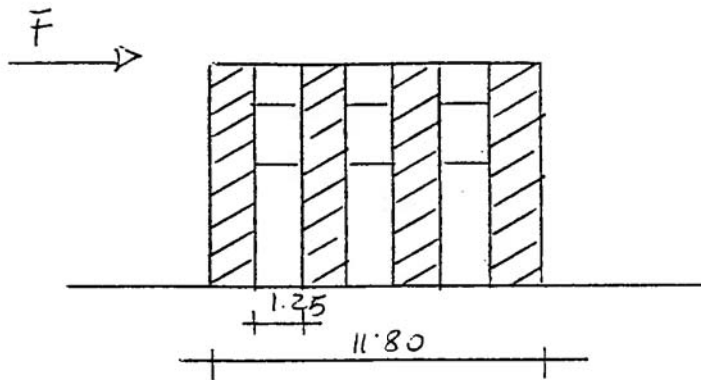
$$\tau = \frac{\sum F}{A} = \frac{85988}{40250} = 2.14 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_{vk} = 2.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{180568}{40250} = 4.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = 68583 + 111985 = 180568 \text{ kg}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n = 1 + 0.4 (4.49) = 2.79 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA SEZIONE C - C



$$A = 50 \times (11.80 - 3.75) = 40250 \text{ mq}$$

$$F_6 = W_6 (0.28 \times \gamma_6) = 21873(0.28 \times 1.04) = 6369.42 \text{ Kg}$$

$$F_7 = W_7 (0.28 \times \gamma_7) = 81664(0.28 \times 0.75) = 17149.44 \text{ Kg}$$

$$\sum_{i=1}^7 F = 85988 + 23518.86 = 109507 \text{ Kg}$$

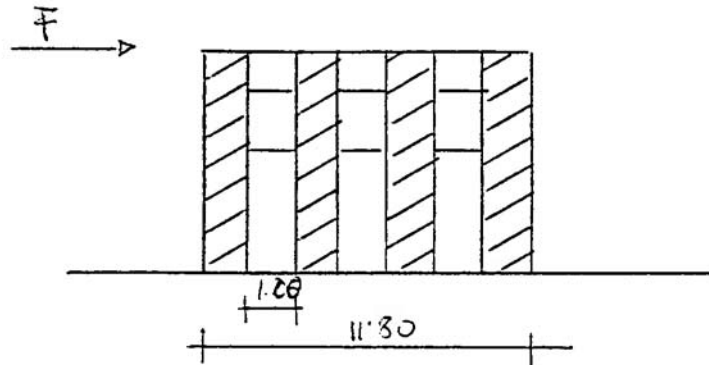
$$\tau = \frac{\sum F}{A} = \frac{109507}{40250} = 2.72 \text{ Kg/cm}^2 \leq 6f_{vk} = 3.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{284105}{40250} = 7.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = 180568 + 103537 = 284105 \text{ Kg}$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_n = 1 + 0.4 (7.06) = 3.82 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA SEZIONE D - D



$$A = 65 \times (11.80 - 3.00) = 57200 \text{ cm}^2$$

$$F_8 = W_8 (0.28 \times \gamma_8) = 39949(0.28 \times 0.47) = 5257.29 \text{ Kg}$$

$$F_9 = W_9 (0.28 \times \gamma_9) = 76450(0.28 \times 0.28) = 5993.68 \text{ Kg}$$

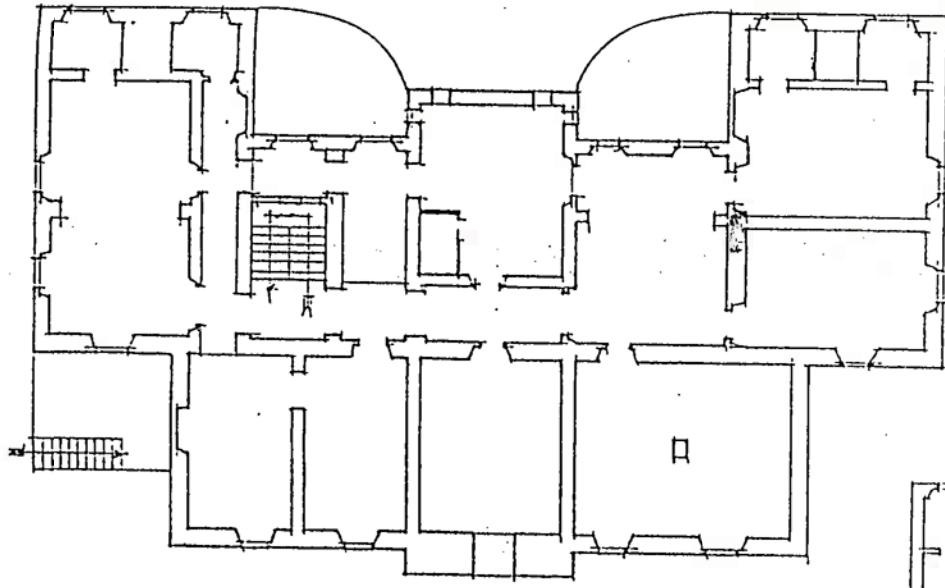
$$\sum_{i=1}^9 F = 109507 + 11250.97 = 120758 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{\sum F}{A} = \frac{120758}{57200} = 2.11 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_{vk} = 3.80 \text{ Kg/cm}^2$$

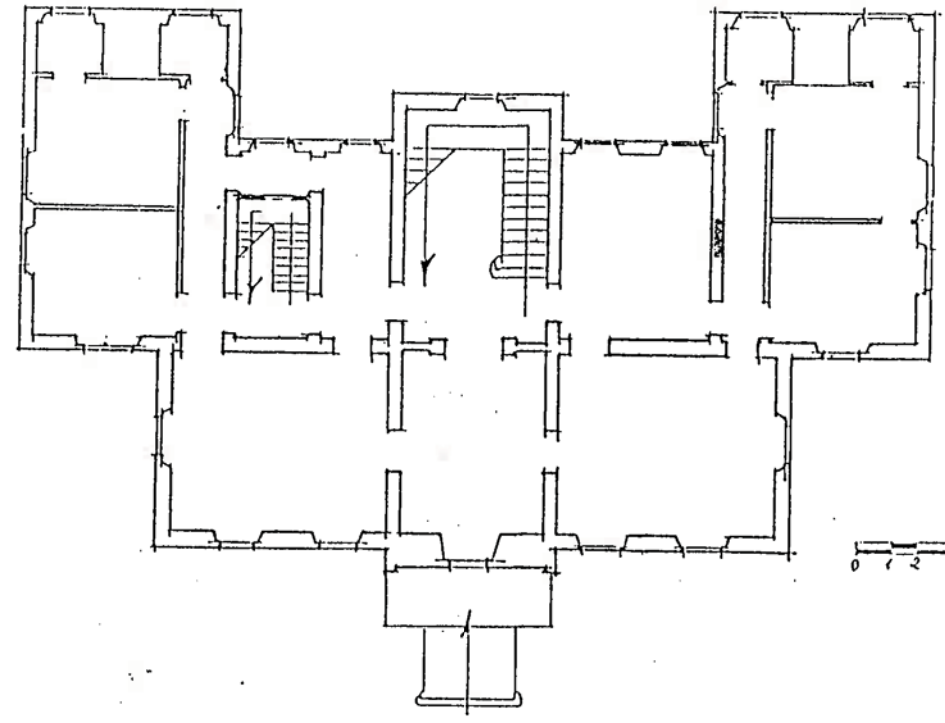
$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{400504}{57200} = 7.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = 284105 + 116399 = 400504 \text{ Kg}$$

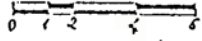
$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_n = 1 + 0.4 (7) = 3.80 \text{ Kg/cm}^2$$

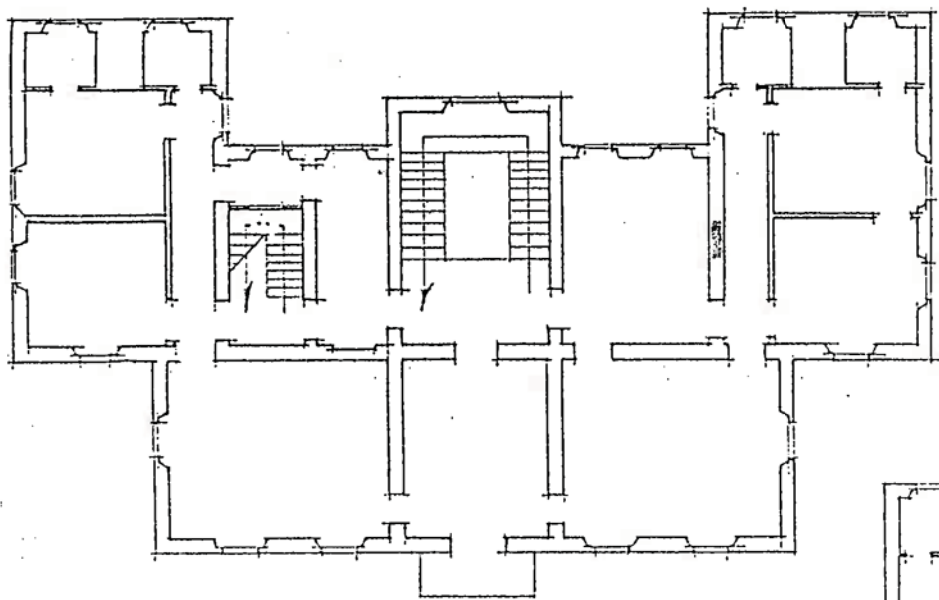


piano seminterrato

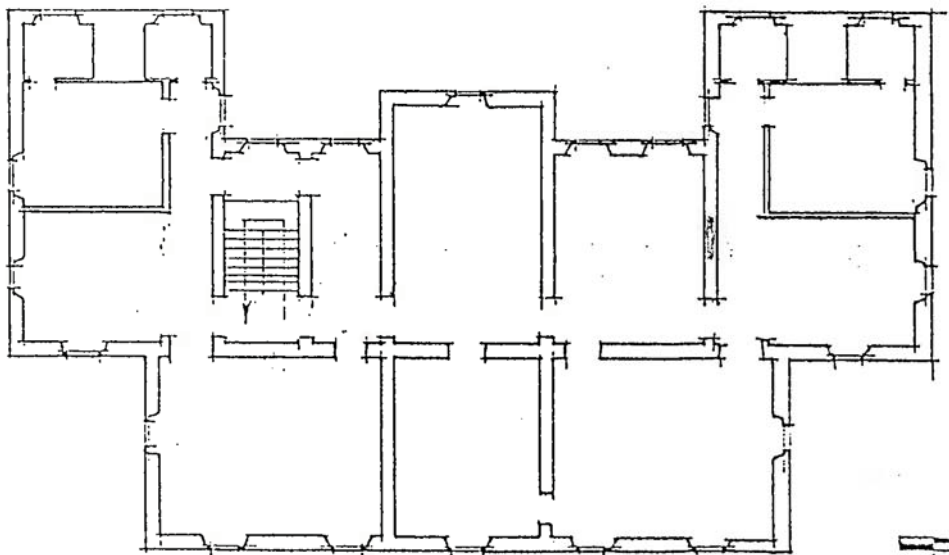


piano terreno



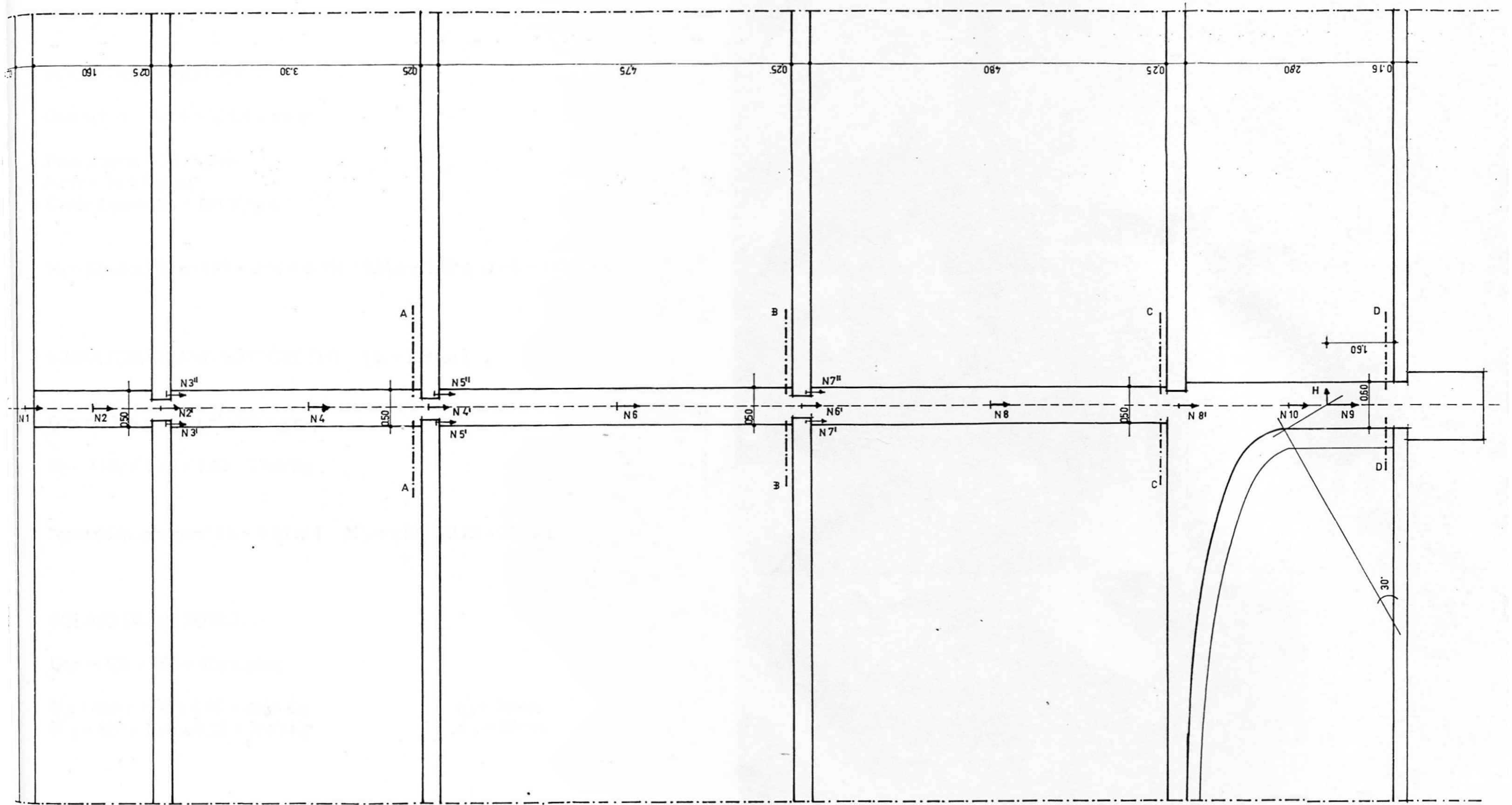
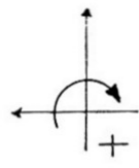


piano primo



piano secondo





VERIFICA DELLE ECCENTRICITA'

PIANO DI COPERTURA

$$Q_{tot} = 730 + 196.6 = 926.6 \text{ Kg/mq}$$

$$\text{Peso proprio} = 730 \text{ Kg/mq}$$

$$\text{Neve} = 96.6 \text{ Kg/mq}$$

$$\text{Carco d'esercizio} = 100 \text{ Kg/mq}$$

$$N_1 = 926.6 \times 100 \times (4.80 + 0.50 + 6.35) = 926.6 \times 1.00 \times 11.65 = 10795 \text{ Kg}$$

MURATURA PIANO SOTTOTETTO [h = 1.60 m]

$$Q_{tot} = 2200 \times 0.50 \times 1 = 1100 \text{ Kg/mq}$$

$$N_2 = 1100 \times 1.00 \times 1.60 = 1760 \text{ Kg}$$

$$\text{"cordolo in muratura"} [h = 0.25 \text{ m}] \quad N'_2 = 1100 \times 0.25 = 275 \text{ Kg}$$

SOLAIO DI SOTTOTETTO

$$Q_{tot} = 320 + 100 = 420 \text{ Kg/mq}$$

$$N'_3 = 420 \times 1.00 \times 4.80 = 2016 \text{ Kg}$$

$$N_3 = 420 \times 1.00 \times 6.35 = 2667 \text{ Kg}$$

$$e'_3 = 20 \text{ cm}$$

$$e_3 = 20 \text{ cm}$$

MURATURA PIANO SECONDO [h = 3.30 m]

$$N_4 = 1100 \times 1.00 \times 3.30 = 3630 \text{ Kg}$$

$$\text{"cordolo in muratura"} \quad h = 0.25 \text{ m} \quad N'_4 = 1100 \times 1.00 \times 0.25 = 275 \text{ Kg}$$

SOLAIO PIANO SECONDO

$$Q_{\text{tot}} = 402 + 300 = 702 \text{ Kg/mq}$$

$$N'_{5'} = 702 \times 1.00 \times 4.80 = 3370 \text{ Kg}$$

$$N'_5 = 702 \times 1.00 \times 6.35 = 4458 \text{ Kg}$$

$$e'_{5'} = 20 \text{ cm}$$

$$e'_5 = 20 \text{ cm}$$

MURATURA PIANO PRIMO [h = 4.75 m]

$$Q_{\text{tot}} = 1100 \text{ Kg/mq}$$

$$N_6 = 1100 \times 1.00 \times 4.75 = 5225 \text{ Kg}$$

$$\text{"cordolo in muratura"} \quad N'_6 = 1100 \times 1.00 \times 0.25 = 275 \text{ Kg}$$

SOLAIO PIANO PRIMO [h = 0.25 m]

$$Q_{\text{tot}} = 702 \text{ Kg}$$

$$N'_7 = 3370 \text{ Kg}$$

$$N''_7 = 4488 \text{ Kg}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

MURATURA PIANO RIALZATO [h = 4.80 m]

$$N_8 = 1100 \times 1.00 \times 4.80 = 5280 \text{ Kg}$$

$$\text{"cordolo in muratura"} \quad N'_8 = 275 \text{ Kg}$$

ARCO IN MURATURA

$$V_a = 1361.61 \text{ Kg}$$

$$H_a = 207.90 \text{ Kg}$$

MURATURA PIANO INTERRATO [h = 2.80 m]

$$N_{10} = 2200 \times 0.60 \times 1.00 \times 2.80 = 3696 \text{ Kg}$$

* * *

VERIFICA SEZIONE A - A

$$R = \sum_{i=1}^4 N_i = 10795 + 1760 + 275 + (2016 + 2667) + 3630 = 21143 \text{ Kg}$$

(\Rightarrow +)

$$M = \sum N \cdot e = - (2016 \times 20) + (2667 \times 20) = -40320 + 53340 = 13020 \text{ Kgcm}$$

Determinazione delle eccentricità

○ Eccentricità dei carichi

$$e_s = M / R = \frac{13020}{21143} = 0.62 \text{ cm}$$

$$m = \frac{6 \cdot e_s}{t} = \frac{6 \times 0.62}{50} = 0.07 \leq 1$$

○ Eccentricità di esecuzione

$$e_a = h/200 = \frac{330}{200} = 1.65 \text{ cm}$$

Calcolo delle azioni combinate

$$e_i = |e_s| + e_a = 0.62 + 1.65 = 2.27 \text{ cm}$$

$$e_i/t = \frac{2.27}{50} = 0.05 \leq 0.33$$

Calcolo del coefficiente di eccentricità

$$m = 6 \cdot e_i/t = \frac{6 \times 2.27}{50} = 0.27 \leq 2$$

Snellezza della muratura

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{h \cdot \rho}{t} = \frac{330 \times 0.70}{50} = 4.62$$

$$h = 330 \text{ cm} \quad \rho = 0.7$$

$$h/a = 0.8 \quad 0.5 < h/a \leq 1 \Rightarrow \rho = 3/2 - h/a = 0.7 \quad (a = 630 \text{ cm})$$

$$m = 0.27$$

$$\Phi_t = \begin{cases} & \Rightarrow \Phi_t = 0.90 \\ \lambda = 4.62 & \end{cases}$$

Calcolo delle azioni combinate

$$e_i = |e_s| + e_a = 1.01 + 2.38 = 3.39 \text{ cm}$$

$$e_i/t = \frac{3.39}{50} = 0.07 \leq 0.33$$

Calcolo del coefficiente di eccentricità

$$m = 6 \cdot e_i/t = \frac{6 \times 3.39}{50} = 0.40 \leq 2$$

Snellezza della muratura

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{h}{t} \cdot \rho = \frac{475 \times 0.75}{50} = 7.13 < 20$$

$$h = 475 \text{ cm} \quad \rho = 0.75$$

$$h/a = 0.75 \quad 0.5 < h/a \leq 1 \Rightarrow \rho = 3/2 - h/a = 0.75 \quad (a = 630 \text{ cm})$$

$$\Phi_t = \begin{cases} m = 0.40 \\ \lambda = 7.13 \end{cases} \Rightarrow \Phi_t = 0.80$$

Verifica della muratura soggetta a carichi verticali

Per $f_{bk} \geq 30$ e M_4 si ha $f_k = 61 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_t \cdot A} = \frac{34471}{0.80 \times (50 \times 100)} = 8.61 < 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

* * *

VERIFICA SEZIONE C - C

$$R = \sum_{i=1}^8 N_i = 34471 + 275 + (3370 + 4458) + 5280 = 47854 \text{ Kg}$$

(\Rightarrow)

$$M = \sum N \cdot e = 34780 - (3370 \times 20) + (4458 \times 20) = 34780 - 67400 + 89160 = 56548 \text{ Kgcm}$$

Determinazione delle eccentricità

○ Eccentricità dei carichi

$$e_s = M / R = \frac{56548}{47854} = 1.18 \text{ cm}$$

$$m = \frac{6 \cdot e_s}{t} = \frac{6 \times 1.18}{50} = 0.14 \leq 1$$

○ Eccentricità di esecuzione

$$e_a = h/200 = \frac{480}{200} = 2.4 \text{ cm}$$

Calcolo delle azioni combinate

$$e_i = |e_s| + e_a = 1.18 + 2.4 = 3.58 \text{ cm}$$

$$e_i/t = \frac{3.58}{50} = 0.07 \leq 0.33$$

Calcolo del coefficiente di eccentricità

$$m = 6 \cdot e_i/t = \frac{6 \times 3.58}{50} = 0.43 \leq 2$$

Snellezza della muratura

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{h}{t} \cdot \rho = \frac{480 \times 0.74}{50} = 7.10 < 20$$

$$h = 480 \text{ cm} \quad \rho = 0.74$$

$$h/a = 0.76 \quad 0.5 < h/a \leq 1 \Rightarrow \rho = 3/2 - h/a = 0.7 \quad (a = 630 \text{ cm})$$

$$m = 0.43$$

$$\Phi_t = \begin{cases} m = 0.43 \\ \lambda = 7.10 \end{cases} \Rightarrow \Phi_t = 0.80$$

Verifica della muratura soggetta a carichi verticali

Per $f_{bk} \geq 30$ è M₄ si ha $f_k = 61 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_t \cdot A} = \frac{47854}{0.80 \times (50 \times 100)} = 11.90 < 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA SEZIONE D - D

$$R = \sum_{i=1}^{10} N_i = 47854 + 1361.61 + 3696 = 52911.61 \text{ Kg}$$

(\rightarrow)

$$M = \sum N \cdot e + H \cdot d = 56548 + (1207.9 \times 1.60) = 249812 \text{ Kgcm}$$

Determinazione delle eccentricità

○ Eccentricità dei carichi

$$e_s = \frac{M}{R} = \frac{249812}{52911.61} = 4.72 \text{ cm}$$

$$m = \frac{6 \cdot e_s}{t} = \frac{6 \times 4.72}{50} = 0.47 \leq$$

○ Eccentricità di esecuzione

$$e_a = \frac{h}{200} = \frac{280}{200} = 1.4 \text{ cm}$$

Calcolo delle azioni combinate

$$e_i = |e_s| + e_a = 4.72 + 1.4 = 6.12 \text{ cm}$$

$$e_i/t = \frac{6.12}{60} = 0.10 \leq 0.33$$

Calcolo del coefficiente di eccentricità

$$m = 6 \cdot e_i/t = \frac{6 \times 6.12}{60} = 0.61 \leq 2$$

Snellezza della muratura

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{h}{t} \cdot \rho = \frac{280 \times 0.80}{60} = 3.73$$

$$h = 280 \text{ cm} \quad \rho = 0.8$$

$$h/a = 280/400 = 0.7 \quad 0.5 < h/a \leq 1 \Rightarrow \rho = 3/2 - h/a = 0.8 \quad (a = 400 \text{ cm})$$

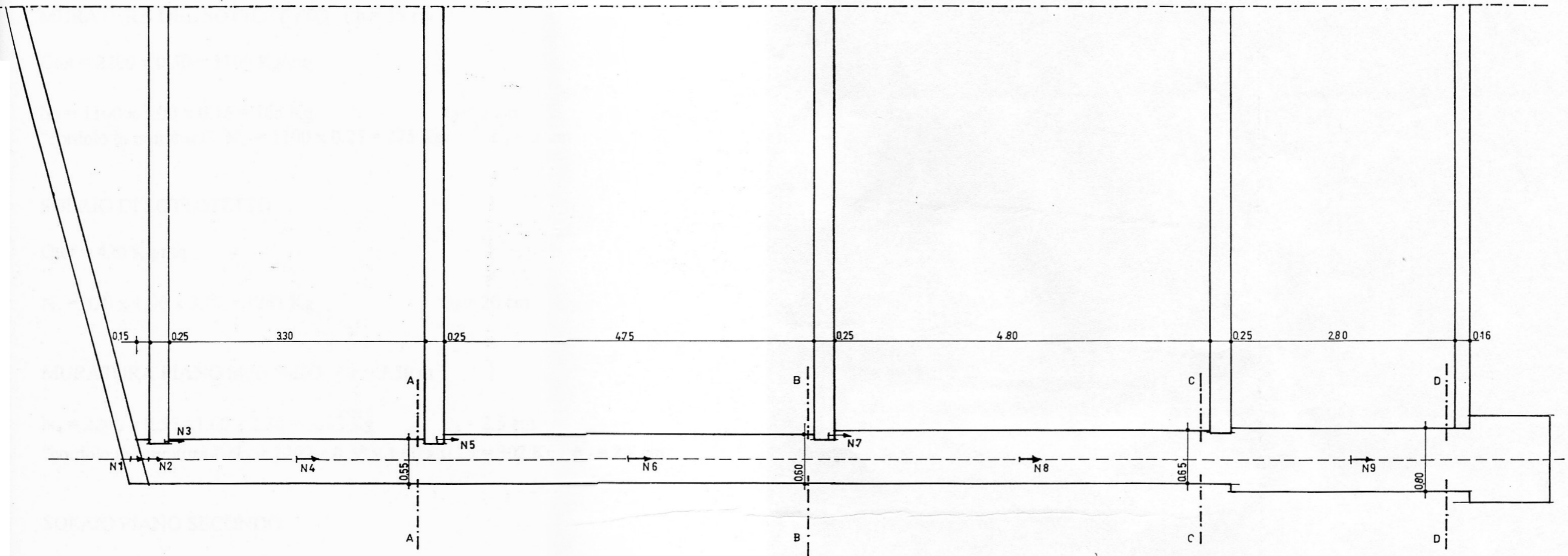
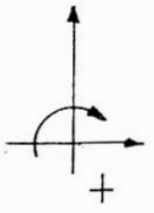
$$m = 0.61$$

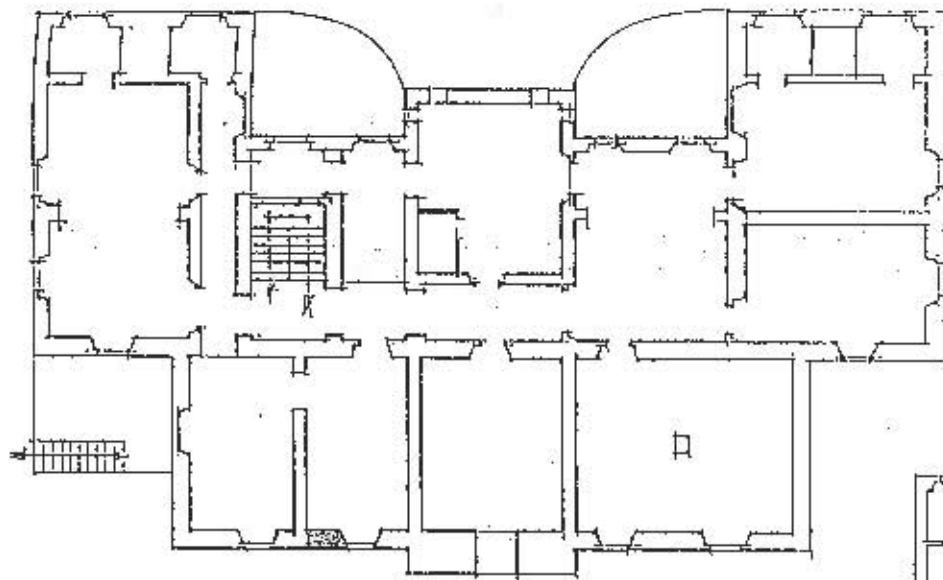
$$\Phi_t = \left\{ \begin{array}{l} \\ \lambda = 3.73 \end{array} \right. \Rightarrow \Phi_t = 0.74$$

Verifica della muratura soggetta a carichi verticali

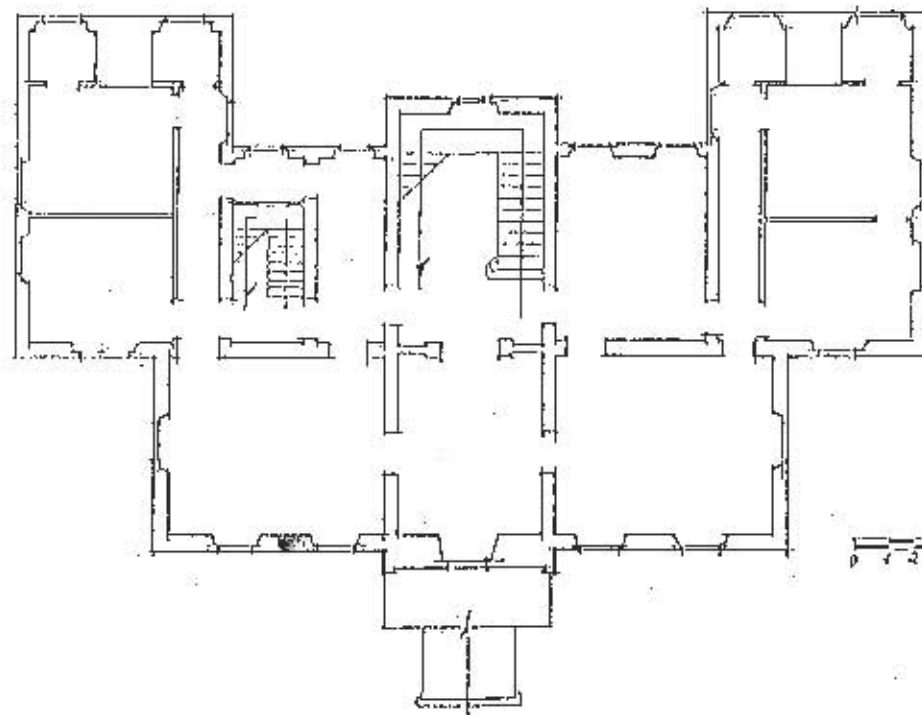
Per $f_{bk} \geq 30$ e M_4 si ha $f_k = 61 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_t \cdot A} = \frac{52911.61}{0.74 \times (60 \times 100)} = 11.91 < 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

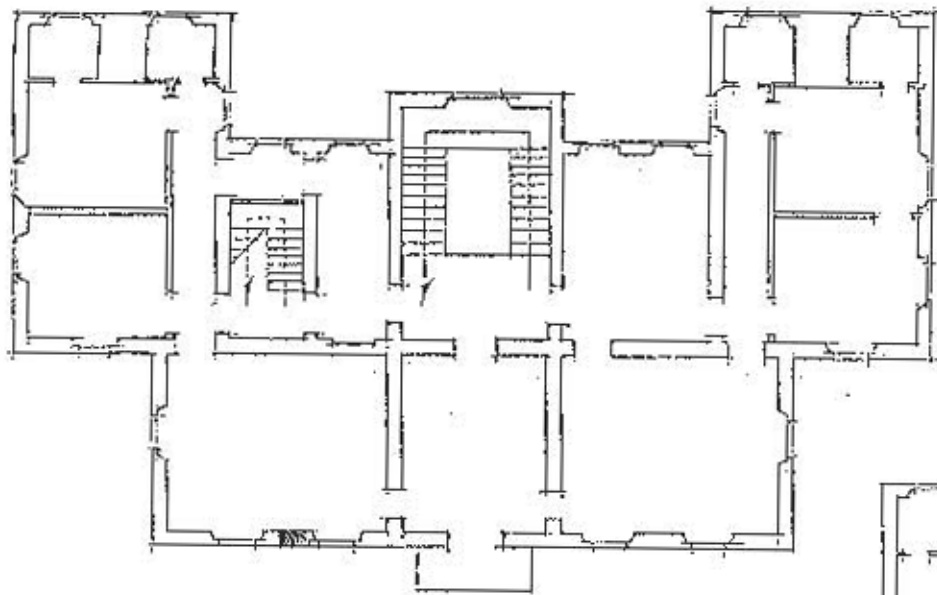




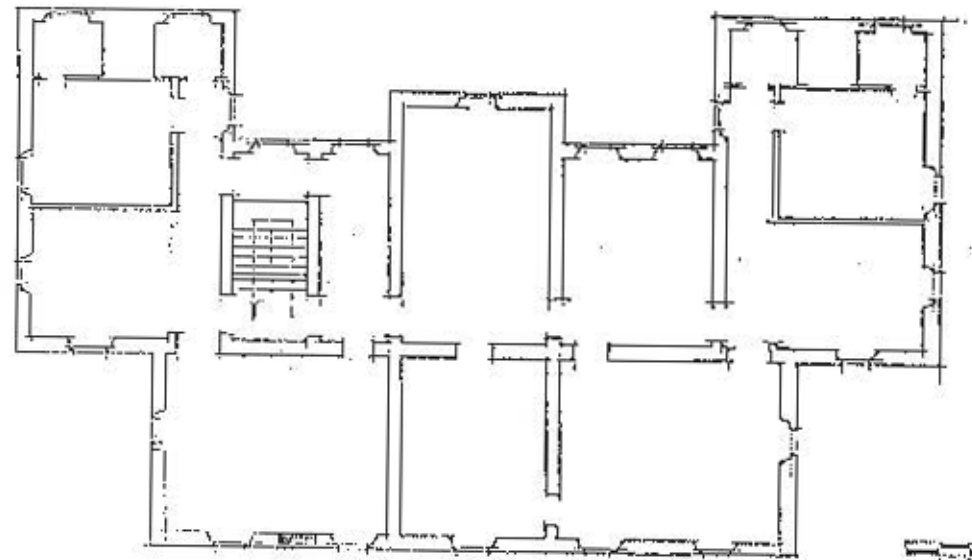
piano seminterrato



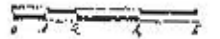
piano terreno



piano primo



piano secondo



VERIFICA DELLE ECCENTRICITA'
(prospetto principale)

PIANO DI COPERTURA

$$Q_{tot} = 926.6 \text{ Kg/mq}$$

$$N_1 = 926.6 \times 1.00 \times 3.05 = 2826 \text{ Kg} \quad e_1 = 5 \text{ cm}$$

MURATURA DEL SOTTOTETTO (h = 15 cm)

$$Q_{tot} = 2200 \times 0.50 = 1100 \text{ Kg/mq}$$

$$N_2 = 1100 \times 1.00 \times 0.15 = 165 \text{ Kg} \quad e_2 = 5 \text{ cm}$$

“cordolo in muratura” $N'_2 = 1100 \times 0.25 = 275 \text{ Kg} \quad e'_2 = 5 \text{ cm}$

SOLAIO DI SOTTOTETTO

$$Q_{tot} = 420 \text{ Kg/mq}$$

$$N_3 = 420 \times 1.00 \times 3.05 = 1281 \text{ Kg} \quad e_3 = 20 \text{ cm}$$

MURATURA PIANO SECONDO (h = 3.30 m)

$$N_4 = 2200 \times 0.55 \times 1.00 \times 3.30 = 3993 \text{ Kg} \quad e_4 = 2.5 \text{ cm}$$

“cordolo in muratura” $N'_4 = 2200 \times 0.55 \times 1.00 \times 0.25 = 302 \text{ Kg} \quad e'_4 = 2.5 \text{ cm}$

SOLAIO PIANO SECONDO

$$N_5 = 700 \times 1.00 \times 3.05 = 2141 \text{ Kg} \quad e_5 = 25 \text{ cm}$$

MURATURA PIANO PRIMO (h = 4.75 m)

$$N_6 = 2200 \times 0.60 \times 1.00 \times 4.75 = 6270 \text{ Kg} \quad e_6 = 0$$

“cordolo in muratura” $N'_6 = 330 \text{ Kg} \quad e'_6 = 0$

SOLAIO PIANO PRIMO

$$N_7 = 702 \times 1.00 \times 305 = 2141 \text{ Kg}$$

$$e_7 = 30 \text{ cm}$$

MURATURA PIANO SEMINTERRATO

$$N_9 = 2200 \times 0.80 \times 1.00 \times 2.80 = 4928 \text{ Kg}$$

* * *

VERIFICA SEZIONE A - A

$$(S = 55 \text{ cm})$$

$$R = \sum_{j=1}^4 N_j = 2826 + 165 + 275 + 1281 + 3993 = 8540 \text{ Kg}$$

(\Rightarrow +)

$$M = \sum N \cdot e = -(2826 \times 5) - (165 \times 5) - (275 \times 5) + (1281 \times 20) - (3993 \times 2.5) = -693 \text{ Kgcm}$$

Determinazione delle eccentricità

○ Eccentricità dei carichi

$$e_s = M / R = \frac{-693}{8540} = -0.08 \text{ cm}$$

$$m = \frac{6 \cdot e_s}{t} = \frac{6 \times 0.08}{55} = 0.009$$

○ Eccentricità di esecuzione

$$e_a = \frac{h}{200} = \frac{330}{200} = 1.65 \text{ cm}$$

ECCENTRICITA' PER IL VENTO

$$E_v = \frac{M_v}{N} = \frac{14837.63}{8540} = 1.74 \text{ cm}$$

$$M_v = Q_v \cdot \frac{h^2}{8} = 1.09 \frac{(330)^2}{8} = 14837.63 \text{ Kgcm}$$

$$Q_v = Q_{\text{ref}} \cdot C_e = 455.62 \times 2.4 = 1.09 \text{ Kgm}$$

Calcolo delle azioni combinate

$$e_i = |e_s| + e_a = 0.08 + 1.65 = 1.73 \text{ cm} \quad \text{alla base}$$

$$\frac{e_i}{t} = \frac{1.73}{55} = 0.03 \leq 0.33$$

$$e_2 = |e_s/2| + e_v = 0.04 + 1.74 = 1.78 \text{ cm}$$

$$\frac{e_2}{t} = \frac{1.78}{55} = 0.03 \leq 0.33$$

Calcolo del coefficiente di eccentricità

$$m = 6 \cdot \frac{e_i}{t} = \frac{6 \times 1.73}{55} = 0.19 \leq 2$$

Snellezza della muratura

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{h}{t} \cdot \rho = \frac{330 \times 1}{55} = 6 < 20$$

$$h = 330 \text{ cm}$$

$$\rho = 1 \text{ per superfici finestrate}$$

$$m = 0.19$$

$$\Phi_t = \begin{cases} \lambda = 6 \end{cases} \Rightarrow \Phi_t = 0.95$$

Verifica dei muri soggetti a carichi verticali

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_t \cdot A} = \frac{8540}{0.95 \times 5500} = 1.63 < \sigma_{amm} = \frac{f_b k}{5} = \frac{61}{5} = 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = b \times t = 100 \times 55 = 5500 \text{ cm}^2$$

Verifica della muratura soggetta a carichi orizzontali

* Verifica a pressoflessione

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_t \cdot \Phi_b \cdot A} = \frac{8540}{0.95 \cdot 0.80 \cdot 5500} = 2.04 < 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$m = \frac{6 \times e_t}{t} = \frac{6 \times 1.78}{0.95 \times 0.80 \times 5500} = 0.19 \Rightarrow 0.95$$

$$\Phi_t = \begin{cases} \lambda = 6 \end{cases}$$

$$m = \frac{6 \times e_b}{b} = \frac{6 \times 6.95}{100} = 0.42 \Rightarrow 0.80$$

$$\Phi_b = \left\{ \begin{array}{l} \\ \lambda = 0 \end{array} \right.$$

Verifica a taglio

$$\tau = \frac{T}{A^*} = \frac{T}{\beta \cdot A} = \frac{179.85}{1.55 \cdot 100} = 0.03 < 0.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = q_v \cdot h/2 = 1.09 (330/2) = 179.85 \text{ Kg}$$

$$h = 330 \text{ cm} \quad N = 8540 \text{ Kg}$$

$$e_b = \frac{T \cdot h}{N} = \frac{180 \times 330}{8540} = 6.95 \text{ cm}$$

$$m = \frac{6 \cdot e_b}{b} = \frac{6 \times 6.95}{100} = 0.42 \leq 1$$

$$\beta = 1 \quad [m \leq 1]$$

$$\tau_{amm} = \frac{f_{vk}}{\gamma} = \frac{1.62}{5} = 0.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_n = 1 + (0.4 \times 1.55) = 1.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left[\sigma_n = \frac{N}{A} \right]$$

VERIFICA SEZIONE B - B

(S = 60 cm)

$$R = \sum_{i=1}^6 N_i = 8540 + 2141 + 302 + 6270 = 17253 \text{ Kg}$$

(\Rightarrow +)

$$M = \sum N \cdot e = -693 + (2141 \times 25) - (302 \times 2.5) = -693 + 53525 - 755 = 52077 \text{ Kgcm}$$

Determinazione delle eccentricità

○ Eccentricità dei carichi

$$e_s = M / R = \frac{52077}{17253} = 3.02 \text{ cm}$$

$$m = \frac{6 \cdot e_s}{t} = \frac{6 \times 3.02}{60} = 0.30$$

○ Eccentricità di esecuzione

$$e_a = \frac{h}{200} = \frac{475}{200} = 2.37 \text{ cm}$$

ECCENTRICITA' PER IL VENTO

$$E_v = \frac{M_v}{N} = \frac{30741}{17253} = 1.78 \text{ cm}$$

$$M_v = Q_v \cdot \frac{h^2}{8} = 1.09 \frac{(475)^2}{8} = 30741 \text{ Kgcm}$$

$$Q_v = Q_{ref} \cdot C_e = 455.62 \times 2.4 = 1.09 \text{ Kgm}$$

Calcolo delle azioni combinate

$$e_i = |e_s| + e_a = 3.02 + 2.37 = 5.39 \text{ cm} \quad \text{alla base}$$

$$\frac{e_i}{t} = \frac{5.39}{60} = 0.09 \leq 0.33$$

$$e_2 = |e_s/2| + e_v = 1.51 + 1.78 = 3.29 \text{ cm}$$

$$\frac{e_2}{t} = \frac{3.29}{60} = 0.05 \leq 0.33$$

Calcolo del coefficiente di eccentricità

$$m = 6 \cdot \frac{e_i}{t} = \frac{6 \times 5.39}{60} = 0.54 \leq 2$$

Snellezza della muratura

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{h \cdot \rho}{t} = \frac{475 \times 1}{60} = 7.91 < 20$$

$$h = 475 \text{ cm} \quad \rho = 1 \text{ per superfici finestrate}$$

$$m = 0.54$$

$$\Phi_t = \begin{cases} & \Rightarrow \Phi_t = 0.65 \\ \lambda = 7.91 & \end{cases}$$

Verifica dei muri soggetti a carichi verticali

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_t \cdot A} = \frac{17253}{0.65 \times 6500} = 4.42 < \sigma_{amm} = \frac{fbk}{5} = \frac{61}{5} = 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = b \times t = 100 \times 60 = 5500 \text{ cmq}$$

Verifica della muratura soggetta a carichi orizzontali

* Verifica a pressoflessione

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_t \cdot \Phi_b \cdot A} = \frac{17253}{0.86 \cdot 6 \cdot 0.80 \cdot 6000} = 4.18 < 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$m = \frac{6 \times e_2}{t} = \frac{6 \times 3.29}{60} = 0.33$$

$$\Phi_t = \begin{cases} \lambda = 7.91 \\ \Phi_t = 0.86 \end{cases}$$

$$m = \frac{6 \times e_b}{b} = \frac{6 \times 100}{100} = 0.43$$

$$\Phi_b = \begin{cases} \lambda = 0 \\ \Phi_b = 0.80 \end{cases}$$

Verifica a taglio

$$\tau = \frac{T}{A^* \beta \cdot A} = \frac{259}{1 \cdot 60 \cdot 100} = 0.04 < 0.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = q_v \cdot h/2 = 1.09 (475 / 2) = 259 \text{ Kg}$$

$$h = 475 \text{ cm} \quad N = 17253 \text{ Kg}$$

$$e_b = \frac{T \cdot h}{N} = \frac{259 \times 475}{17253} = 7.13 \text{ cm}$$

$$m = \frac{6 \cdot e_b}{b} = \frac{6 \times 7.13}{100} = 0.43 \leq 1$$

$$\beta = 1 \quad [m \leq 1]$$

$$\tau_{amm} = \frac{f_{vk}}{\gamma} = \frac{2.5}{5} = 0.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_n = 1 + (0.4 \times 2.88) = 2.15 \text{ Kg/cm}^2 \quad [\sigma_n = \frac{N}{A}]$$

* * *

VERIFICA SEZIONE C - C

$$(S = 65 \text{ cm})$$

$$R = \sum_{i=1}^8 N_i = 17253 + 330 + 2141 + 6864 = 26588 \text{ Kg}$$

(\mathcal{R} +)

$$M = \sum N \cdot e = 52077 + (2141 \times 30) - (6864 \times 2.5) = 133467 \text{ Kgcm}$$

Determinazione delle eccentricità

○ Eccentricità dei carichi

$$e_s = M / R = \frac{133467}{26588} = 5.02 \text{ cm}$$

$$m = \frac{6 \cdot e_s}{t} = \frac{6 \times 5.02}{65} = 0.46 \leq$$

○ Eccentricità di esecuzione

$$e_a = h/200 = \frac{480}{200} = 2.4 \text{ cm}$$

Calcolo delle azioni combinate

$$e_i = |e_s| + e_a = 0.46 + 2.4 = 7.42 \text{ cm} \quad \text{alla base}$$

$$e_i/t = \frac{7.42}{65} = 0.11 \leq 0.33$$

Calcolo del coefficiente di eccentricità

$$m = 6 \cdot \frac{e_i}{t} = \frac{6 \times 7.42}{65} = 0.68 \leq 2$$

Snellezza della muratura

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{h \cdot \rho}{t} = \frac{480 \times 1}{65} = 7.38 < 20$$

$$h = 480 \text{ cm}$$

$$\rho = 1 \text{ per superfici finestrate}$$

$$\Phi_t = \begin{cases} m = 0.68 \\ \lambda = 7.38 \end{cases} \Rightarrow \Phi_t = 0.61$$

Verifica dei muri soggetti a carichi verticali

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_t \cdot A} = \frac{26588}{0.61 \times 6500} = 6.70 < \sigma_{amm} = \frac{f_{bk}}{5} = \frac{61}{5} = 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = b \times t = 100 \times 65 = 6500 \text{ cm}^2$$

VERIFICA SEZIONE D - D

$$(S = 80 \text{ cm})$$

$$R = \sum_{i=1}^{10} N_i = 26588 + 358 + 4928 = 31874 \text{ Kg}$$

$$(\text{E} +)$$

$$M = \sum N_i \cdot e = 133467 + (358 \times 2.5) = 134362 \text{ Kgcm}$$

Determinazione delle eccentricità

○ Eccentricità dei carichi

$$e_s = \frac{M}{R} = \frac{134362}{31874} = 4.21 \text{ cm}$$

$$m = \frac{6 \cdot e_s}{t} = \frac{6 \times 4.21}{80} = 0.32 \leq$$

○ Eccentricità di esecuzione

$$ea = \frac{h}{200} = \frac{280}{200} = 1.4 \text{ cm}$$

Calcolo delle azioni combinate

$$ei = |es| + ea = 4.21 + 1.4 = 5.61 \text{ cm} \quad \text{alla base}$$

$$\frac{ei}{t} = \frac{5.61}{80} = 0.07 \leq 0.33$$

Calcolo del coefficiente di eccentricità

$$m = 6 \cdot \frac{ei}{t} = \frac{6 \times 5.61}{80} = 0.42 \leq 2$$

Snellezza della muratura

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{h \cdot \rho}{t} = \frac{280 \times 1}{80} = 3.5 < 20$$

$$h = 280 \text{ cm}$$

$$\rho = 1 \text{ per superfici finestrate}$$

$$\Phi_t = 0.74$$

Verifica dei muri soggetti a carichi verticali

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_t \cdot A} = \frac{31874}{0.74 \times 8000} = 5.38 < \sigma_{amm} = \frac{fbk}{5} = \frac{61}{5} = 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = b \times t = 100 \times 80 = 8000 \text{ cm}^2$$

Progetto di adattamento e consolidamento

3.1. - PROGETTO DI ADATTAMENTO

* * *

La totale incuria e lo stato di notevole degrado nel quale versa attualmente Villa Fabbricotti determinano la necessità di un intervento che risponda, quanto meno, ad una duplice esigenza: la salvaguardia del complesso immobiliare e del parco da un lato, una loro più intensa utilizzazione da parte della comunità dall'altro. Tali scelte, tese ad una nuova valorizzazione della Villa, restituirebbero la giusta importanza a tutto il complesso, che, proprio per la sua posizione favorevole rispetto al centro cittadino ed alla viabilità principale, si presta a molteplici utilizzi nonostante sia inserito in un'ampia zona verde.

Pur essendo, così, astrattamente proponibili e realizzabili diverse soluzioni, come ad esempio la destinazione a piccolo albergo ovvero a clinica o casa di riposo, tali proposte finirebbero inevitabilmente per limitare fortemente l'utilizzo dell'intera struttura alla gran parte della comunità. Altre destinazioni teoricamente prospettabili, pur rappresentando soluzioni di un certo pregio, non fornirebbero comunque adeguate risposte alle reali necessità locali, considerato che esiste già un museo del marmo e che il complesso fieristico della Marmomacchine è sufficientemente attrezzato per convegni ed esposizioni.

Una effettiva esigenza sarebbe quella di trovare una sede adeguata per la gipsoteca dell'Accademia di Belle Arti, ma la struttura architettonica originale della Villa, che mal si adatta a tale destinazione, verrebbe completamente stravolta, date le notevoli dimensioni dei gessi che dovrebbero esservi collocati. Anche questa scelta, pertanto, presenta limiti non facilmente superabili allorché si rammentino le opzioni di fondo sopra evidenziate.

* * *

In questo senso l'utilizzo più coerente ed appropriato, che risponda alla esigenza di una valorizzazione di tutto il complesso rendendolo al contempo disponibile per la città, è sembrato quello di dislocare alcune funzioni della amministrazione comunale, anche perché negli ultimi anni l'attuale sede del Comune risulta insufficiente e non proprio prestigiosa. Considerando che i principali servizi al pubblico debbano rimanere al centro della città, le funzioni più strettamente amministrative e di rappresentanza troverebbero nella villa una sede adeguata. A tale proposito si propone di spostare gli uffici del Sindaco, Vice Sindaco, Segretario Comunale, la sala per le riunioni per la Giunta e realizzare saloni per cerimonie (oggi mancanti nel vecchio Comune) e nuovi spazi per l'archivio storico di Carrara.

3.2. - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

* * *

COPERTURA

Si prevede la demolizione della copertura esistente, di frenelli in mattoni forati e la sostituzione con una nuova copertura in latero cemento e travi di cemento da gettare in opera. La struttura è autoportante, non spingente e ancorata al cordolo perimetrale e ai cordoli in spessore nelle murature. Verrà realizzata con casseformi in legno rette dal vecchio solaio piano che rimarranno in opera, data l'impossibilità a lavoro ultimato di rimuoverle.

Il manto di copertura sarà in coppi e tegoli alla romana, sotto i quali verrà posta una guaina impermeabilizzante. Sul solaio piano verrà appoggiata argilla espansa per la coibentazione.

Gronde e pluviali in rame.

* * *

CARTELLA

Si prevede la demolizione parziale della cartella esistente al fine di risanare le murature dall'umidità dovuta alle piogge e la ricostruzione con mattoni forati. La

copertura sarà un solaio piano in latero cemento, ancorato ad un cordolo in cemento armato perimetrale, coperto e protetto da una guaina impermeabilizzante; verrà installato un infisso. Al suo interno verrà ricostruita la scala di accesso al tetto e posato un nuovo pavimento in grès.

* * *

STRUTTURE VERTICALI

Non si prevede alcun intervento di consolidamento, dato il buono stato di conservazione delle murature. Saranno solamente ripristinati alcuni tramezzi non portanti ed alcuni altri verranno spostati.

* * *

STRUTTURE ORIZZONTALI

I solai del primo piano e del piano rialzato saranno consolidati con interventi di ammorsature alle murature perimetrali costituiti da barre di ancoraggio inserite per almeno 30 cm , di diametro 16 mm e per una lunghezza di almeno 120 cm saldate alla elettrosaldatura posta sul solaio. Le ammorsature saranno fatte a 45° e disposte ogni 90 cm; verrà gettata una nuova soletta di spessore 4 cm.

* * *

STRUTTURE DI COLLEGAMENTO

Lo scalone principale in marmo verrà definitivamente demolito per far spazio ad una nuova soletta in cemento armato da inserirsi per 20 cm nelle murature perimetrali e nel pavimento. La struttura della nuova scala è in latero-cemento con ferri del diametro di 18 mm, il rivestimento sarà in marmo bianco di Carrara. Il pianerottolo al primo piano, invece, sarà costruito con struttura a semplice orditura in legno, con tre travi a int. = 1,50 m di I cat. di legname non resinoso, assito, soletta armata, sottofondo e rivestimento in marmo. La ringhiera sarà in ferro battuto con corrimano in legno.

Le scale di servizio verranno definitivamente demolite per far posto ad una nuova soletta armata in calcestruzzo, la cui struttura è in latero cemento e con armatura di ferri di diametro 10 mm, il rivestimento è in marmo bianco di Carrara.

Per il rispetto delle barriere architettoniche verrà inserito il vano ascensore dietro al vano scale di servizio, per far ciò si rende necessario lo scasso del muro perimetrale per 25 cm in verticale, per consentire l'ammorsatura delle staffe di supporto della cabina; al livello delle fondazioni si prevede un vano di retrocorsa profondo almeno 1,5 m.

* * *

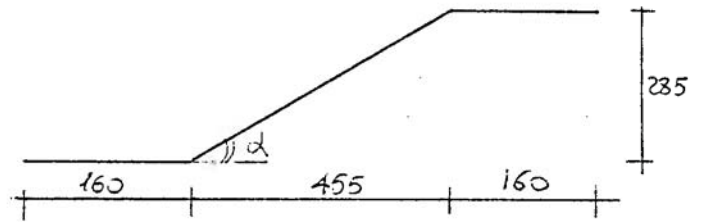
FONDAZIONI

Per maggiore sicurezza dell'immobile, si prevede un cordolo continuo perimetrale le vecchie fondazioni di larghezza 30 cm e con armatura di otto ferri di diametro 16 mm, staffe di diametro 10 e barre di collegamento, inclinate a 45° , di diametro 16 mm.

Lo scannafosso esistente verrà sostituito da uno nuovo con struttura in cemento armato e protetto da guaine impermeabilizzanti. Per limitare ulteriori danni dell'umidità i solai del piano fondazioni verranno sostituiti da nuovi in latero-cemento di spessore 24 cm, creando sotto gli stessi una camera d'aria, alla base dell'intercapedine si porranno nuovi pillori di fiume e ghiaia.

VERIFICA DI PROGETTO SOLETTA DELLO SCALONE PRINCIPALE

Dislivello.....2,85 m
Larghezza pianerottolo.....1,60 m



ANALISI DEI CARICHI

- Soletta in pignatte a getto in opera.(h. 24cm).....	250 Kg/mq
- Intonaco.....	30 Kg/mq
- Gradini.....	80 Kg/mq
- Rivestimento in mamo.....	80 Kg/mq
- Ringhiera.....	15 Kg/mq
	<u>455 Kg/mq</u>

Inclinazione della scala

$$\alpha = \arctg 285/455 = 32^\circ$$

Carico permanente proiettato

RAMPA

$$455 / \cos 32^\circ = 536 \text{ Kg/mq}$$

$$536 + 400 = 936 \text{ Kg/mq (compreso carico accidentale)}$$

PIANEROTTOLO

C. permanente $(455 - 80) = 375 \text{ Kg/mq}$

C. accidentale 400 Kg/mq

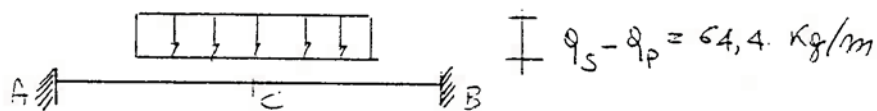
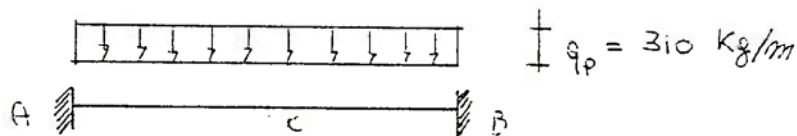
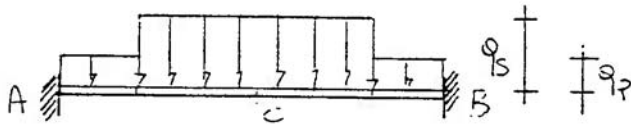
$$\underline{\underline{775 \text{ Kg/mq}}}$$

$$Q_{tot} \cdot i = 936 \cdot 0,40 = 374,4 \text{ Kg/mq}$$

$$775 \cdot 0,40 = 310 \text{ Kg/mq}$$

$$L = 455 + 160 + 160 = 775 \text{ cm}$$

$$L_0 = 775 \cdot 1,05 = 813,75 \text{ cm} \Rightarrow 814 \text{ cm}$$



$$M_a = M_b = - 2005,972729 \text{ Kg.m}$$

$$M_c = 1994,21371 \text{ Kg.m}$$

$$T = 1408,21 \text{ Kg}$$

CALCOLO ARMATURA

$$H = 24 \text{ cm} \quad h = 22 \text{ cm}$$

$$B = 40 \text{ cm} \quad B = 40 \text{ cm}$$

$$\alpha = h \div \sqrt{M_{ab}/B} = 0,3106 \quad \beta = 0,0166$$

$$A_s = \beta \cdot B \sqrt{M_{ab}/B} = 4,702191258 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ } \varnothing 18 \text{ (} 5,09 \text{ cm}^2 \text{)}$$

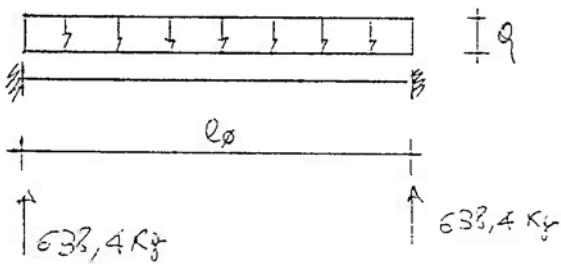
$$\tau_{\text{max}} = T / B \cdot 0,9 \cdot h = 1,77804 \leq \tau_{\text{amm}} = 5,33 \text{ Kg/cm}^2$$

Seconda rampa

- Carico permanente proiettato

$$\begin{aligned} 455 / \cos 34^\circ &= 548 \text{ Kg/mq} \\ 380 \\ 548 + 400 &= 948 \text{ Kg/mq} \end{aligned}$$

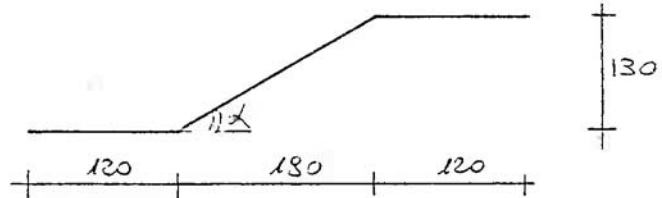
$$Q_{\text{tot}} \cdot i = 948 \cdot 0,40 = 379,2 \Rightarrow$$



$$l_0 = 320 \cdot 1,5 = 336 \text{ cm}$$

VERIFICA DI PROGETTO SOLETTA DELLE SCALE DI SERVIZIO

Dislivello.....1,30 m
Larghezza pianerottolo.....1,20 m



ANALISI DEI CARICHI

- Soletta in pignatte a getto in opera. (h. 24 cm).....	250 Kg/mq
- Intonaco.....	30 Kg/mq
- Gradini.....	80 Kg/mq
- Rivestimento in marmo.....	80 Kg/mq
- Ringhiera.....	15 Kg/mq
	455 Kg/mq

Inclinazione della scala

$$\alpha = \arctg 130/190 = 34^\circ$$

Carico permanente proiettato

RAMPA

$$455 / \cos 34^\circ = 548 \text{ Kg/mq}$$

$$548 + 400 = 948 \text{ Kg/mq (compreso carico accidentale)}$$

PIANEROTTOLO

$$\text{C. permanente} \quad (455 - 80) = 375 \text{ Kg/mq}$$

$$\text{C. accidentale} \quad 400 \text{ Kg/mq}$$

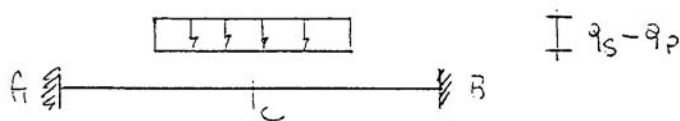
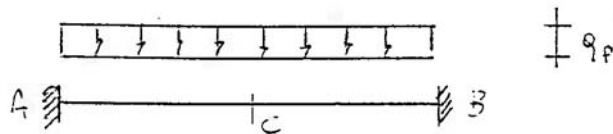
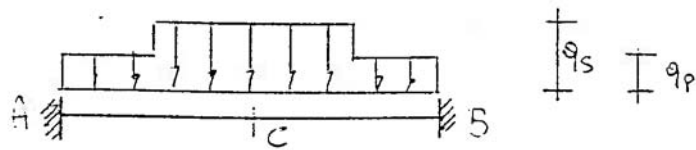
$$\hline 775 \text{ Kg/mq}$$

$$Q_{tot} \cdot i = 948 \cdot 0,40 = 379,2 \text{ Kg/mq}$$

$$775 \cdot 0,40 = 310 \text{ Kg/mq}$$

$$L = 120 + 190 + 120 = 430 \text{ cm}$$

$$L_0 = 430 \cdot 1,05 = 451,5 \text{ cm} \Rightarrow 452 \text{ cm}$$



$$M_a = M_b = - 602,3770862 \text{ Kg.m}$$

$$M_c = 609,1919569 \text{ Kg.m}$$

$$T = 858,8 \text{ Kg}$$

CALCOLO ARMATURA

$$H. = 24 \text{ cm}$$

$$h. = 22 \text{ cm}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$\alpha = h \div \sqrt{M_{ab}/B} = 0,563 \quad \beta = 0,00086$$

$$A_s = \beta \cdot B \sqrt{M_{ab}/B} = 1,342472899 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ } \varnothing 10 \text{ (} 1,57 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\tau_{\text{max}} = T / B \cdot 0,9 \cdot h = 0,88459596 \leq \tau_{\text{amm}} = 5,33 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICA DI PROGETTO PIANEROTTOLO DELLO SCALONE PRINCIPALE

Dimensionamento di massima

$i = 1,50 \text{ m}$ $l = 5 \text{ m}$ Trave 30 cm x 42 cm (portata 500 - 650 Kg/mq)

Legname non resinoso I CAT.

$l = 480 \text{ cm}$ $L_0 = 480 \cdot 1,05 = 504 \text{ cm}$

ANALISI DEI CARICHI

- Sottofondo.....28 Kg/mq
- Soletta in calcestruzzo (sp. 4 cm).....100 Kg/mq
- Pavimento in marmo.....80 Kg/mq

STRUTTURA

- Assito (sp. 3,5 cm).....21 Kg/mq
- Trave (0,30 . 0,42 . 1 . 600/1,5).....50,4 Kg/mq
- Carico accidentale.....400 Kg/mq
- Carico permanente*.....638.4 Kg/mq

$$\frac{638,4 \times 1,5}{1,6} \text{ * Reazione rampa} = 598,5 \text{ Kg/m}$$

$$Q1 = 679,4 \text{ Kg/mq} \times (i) 1,50 = 1019,1$$

$$Q2 = 598,5 \text{ Kg/m}$$

Sul solo assito per 1 m di sezione trasversale

$$Q_{tot} = 13,178 - 0,504 \text{ (trave)} = 12,674 \text{ Kg/mq}$$

Per assito continuo M_{max} di semincastro ($l=60 \text{ cm}$)

$$M(x) = 3802,2 \text{ Kgcm}$$

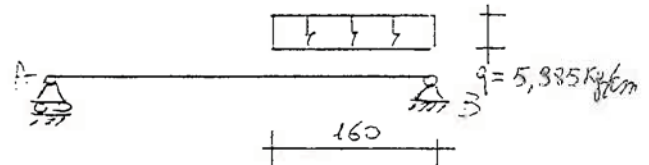
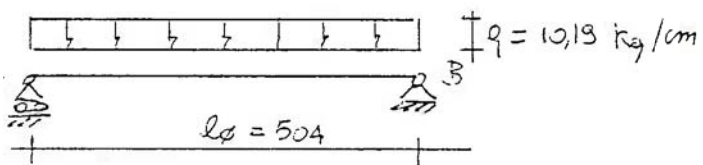
$$W = 204 \text{ cmc}$$

$$\sigma_f = M / C \cdot W = 18,63823529 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{amm} = 102 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = 1,629514286 \leq \tau_{amm} = 12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_{max} 380,22 \text{ Kg} \quad A = 350 \text{ cmq}$$

TRAVI PRINCIPALI



$$M_{MAX} (L/2) = 57421,596 \text{ Kcm}$$

$$W = 8820 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = M / C \cdot W = 80,41689286 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{amm} = 102 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = 1,784910053 \leq \tau_{amm} = 12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_{max} 3373,48 \text{ Kg}$$

DEFORMABILITÀ'

$$E_f = 9595 \sqrt{\sigma_f} = 86043,61007$$

$$F_{max} = 5/384 \cdot ql/EJ = 0,852704808 \text{ cm} \leq f_{amm} = 1/400 = 1,26 \text{ cm}$$

VERIFICA DI PROGETTO
SOLAIO IN LATERO-CEMENTO (PIANO SEMINTERRATO)

Analisi dei Carichi

-Peso proprio del solaio.....	216 Kg/mq
-Carico accidentale.....	600 Kg/mq
	Qi = 816 Kg/mq

$$Q_{tot} = 816 \times 0.50 \text{ (interasse)} = 408 \text{ Kg/m}$$

Momento

$$M_{max} = 216138.51 \text{ Kgm}$$

Area dei ferri

$$h = 0.244 \text{ cm} \quad \alpha = 0.244 \quad \beta = 0.00214$$

$$\sigma_s = 2200 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_{ck} = 300 \quad \sigma_c = 97 \text{ Kg/cm}^2$$

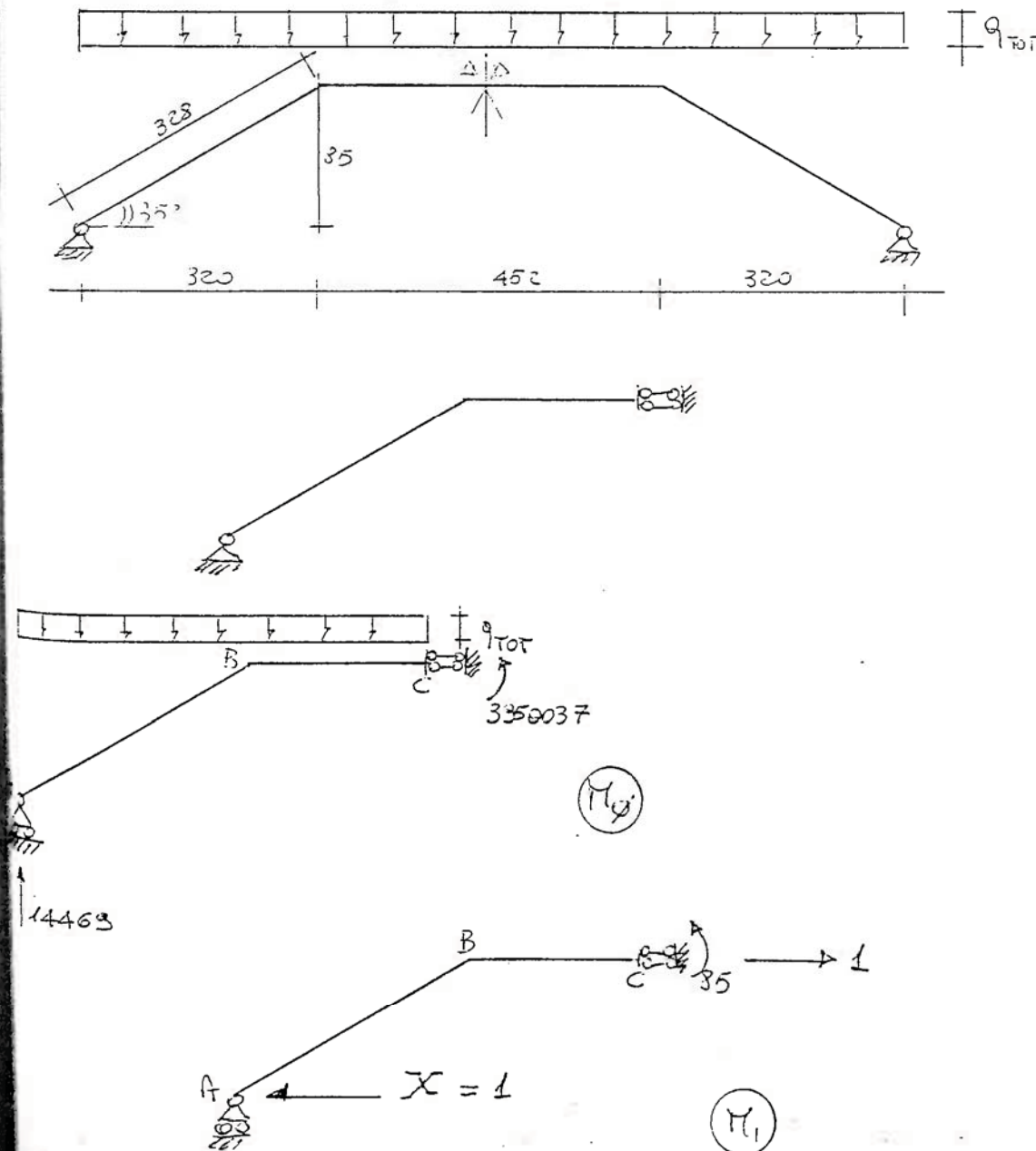
$$A_s = 7.035012155 \text{ cmq} \Rightarrow 2 \text{ } \varnothing 22 \text{ (7.60 cmq)}$$

VERIFICA DI PROGETTO TRAVE DI COPERTURA

Analisi dei carichi

- Solaio in latero cemento (h. 22 cm l/25).....	216 Kg/mq
- Manto di copertura - coppi e tegoli.....	60 Kg/mq
- Carico d'esercizio.....	100 Kg/mq
- Neve.....	96,6 Kg/mq
- Impermeabilizzazione.....	10 Kg/mq
- Peso proprio della trave.....	<u>400 Kg/mq</u>
	$Q_i = 882,6 \text{ Kg/mq}$

$$Q_{tot} = Q_i \cdot i = 882,6 \cdot 3 = 2647,8 \Rightarrow 26,5 \text{ Kg/cm}$$



M_0

M'

AB

$$M(x) = 13975.98078x - 12,7985172 x^2$$

AB

$$M(x) = 0,965925826 x$$

CB

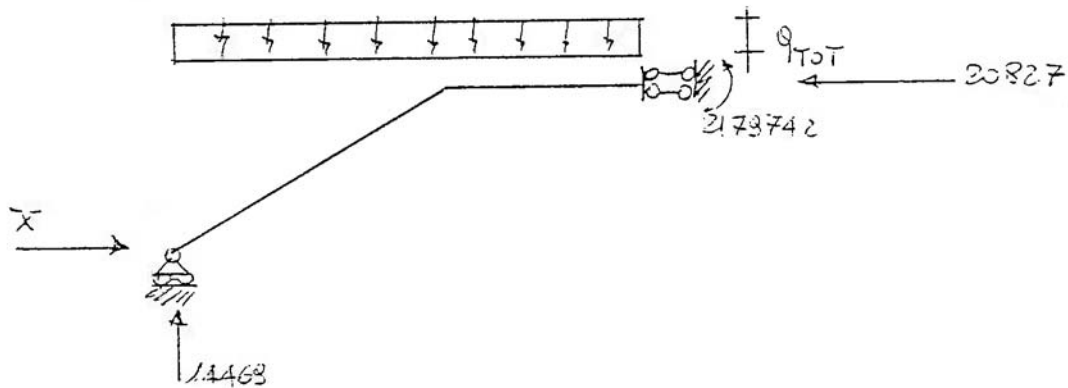
$$M(x) = 3950037 - 13,25 x^2$$

CB

$$M(x) = 85$$

$$L i = \int M' (M_0 + M' X) dX/EJ = L e = 0$$

$$X = -20827,65002 \text{ Kg}$$



$$M(\max) = 1502985 \text{ Kgcm}$$

$$\alpha = h \div \sqrt{M_{ab}/B} = 0,162 \quad \beta = 0,00312$$

$$A_s = \beta \cdot B \sqrt{M_{ab}/B} = 24,19145071 \text{ cmq} \Rightarrow 10 \text{ } \varnothing 18 (25,45 \text{ cmq})$$

Nota bibliografica

BIBLIOGRAFIA

* * *

- A. ANGELI

1927 - *Carrara: "Arce del Marmo"*, in *Le cento città d'Italia illustrate*,
fasc. 175 pp. 1-16.

- AA.VV.

1990 - *La provincia di Massa Carrara - Ambiente, storia, arte, tradizione
economia*; Amilcare Pizzi editore - Carrara.

- A. BERNIERI

1990 - *Carrara dal marmo al mare*.
Alinari - Firenze

- A. BERNIERI

1985 - *Città della Toscana: Carrara*.
Sagep - Genova.

- A. BERNIERI

Manoscritto autografo; (inedito, non catalogato, nel fondo Fabbricotti)

Biblioteca Comunale - Massa

- I. BESSI

1989 - *Luci di marmo.*

Pacini editore - Pisa

- A. BIZZARRI e G. GIAMPAOLI

1932 - *Guida di Carrara.*

Istituto editoriale del fascismo apuano - Carrara

- P. CAMMEO

1991 - *Il giardino di villa Fabbricotti e la bella natura di Montughi.*

EDIFIR - Firenze

- M. CAPURSO

1984 - *Lezioni di scienza delle costruzioni.*

Pitagora editrice - Bologna

- M. CASOLARI e R. BARANI

1984 - *Ipotesi di consolidamento e recupero dell'ex convento di Montefalcone.*

Alinea - Firenze

- G. CIGNI

1983 - *Il consolidamento murario, tecniche d'intervento.*

Edizioni Kappa - Roma

- C. CRESTI e L. ZANGHERI

1978 - *Architetti e ingegneri nella Toscana dell'800.*

Uniedit - Firenze

- G. DEL PIERO

1983 - *Il consolidamento delle costruzioni.*

CISM - Udine

- S. DI PASQUALE, C. MESSINA, L. PAOLINI, B. FURIOZZI

1995 - *Costruzioni 2 - Calcolo degli elementi strutturali.*

Le monnier - Firenze

- R. DI STEFANO

1990 - *Il consolidamento strutturale nel restauro architettonico.*

Edizioni scientifiche Italiane - Napoli

- E. DOLCI

1985 - *Carrara la città e il marmo.*

Zappa editore - Sarzana

- M.T. FABBRICOTTI MAZZEI

1989 - *Album di memorie.*

Giunti - Firenze

- P. GIORGERI

1992 - *Le città nella storia d'Italia: Carrara,*

Editori Laterza - Bari.

- P. GIORGERI

1989 - *Itinerari apuani di architettura.*

Modena-Firenze

- D. LAMBERINI

1985 - *Teoria del restauro.*

CUSL - Firenze

- V. MICHELI, G. ROSTER

1883 - *Progetto di riordinamento del centro di Firenze.*

Firenze - Roma

- C. MESSINA, L. PAOLINI, B. FURIOZZI

1995 - *Prontuario con software didattico per il calcolo di elementi strutturali.*

Le Monnier - Firenze

- L. NIZZI GRIFI

1987 - *Restauro statico dei monumenti- Diagnosi e consolidamento.*

Alinea - Firenze

- G. OREFICE

1978 - *L'opera di Vincenzo Micheli*, in G. Orefice *Architettura in Toscana: dal periodo napoleonico allo stato unitario.*

Uniedit - Firenze

- M.PARADISO, G. TEMPESTA

1983 - *Problemi di statica delle costruzioni.*

CEDAM - Bologna

- G.SARÀ'

1991 - *Restauro strutturale.*

Liguori editore - Napoli

- G. STRAFFORELLO

1982 - *La provincia di Massa e Carrara, A.D. 1896*, in *La Patria, Geografia
dell'Italia*

Utet - Torino

- R. TERZANO POM

1989 - *Rileggiamo Carrara.*

Sea - Massa

- L. TESTI

1891/93 - *L'arte del fabbricare: trattato teorico pratico*

Antonio Vallardi editore, Milano

- E. VIOLA

1985 - *Esercitazioni di scienza delle costruzioni / 2.*

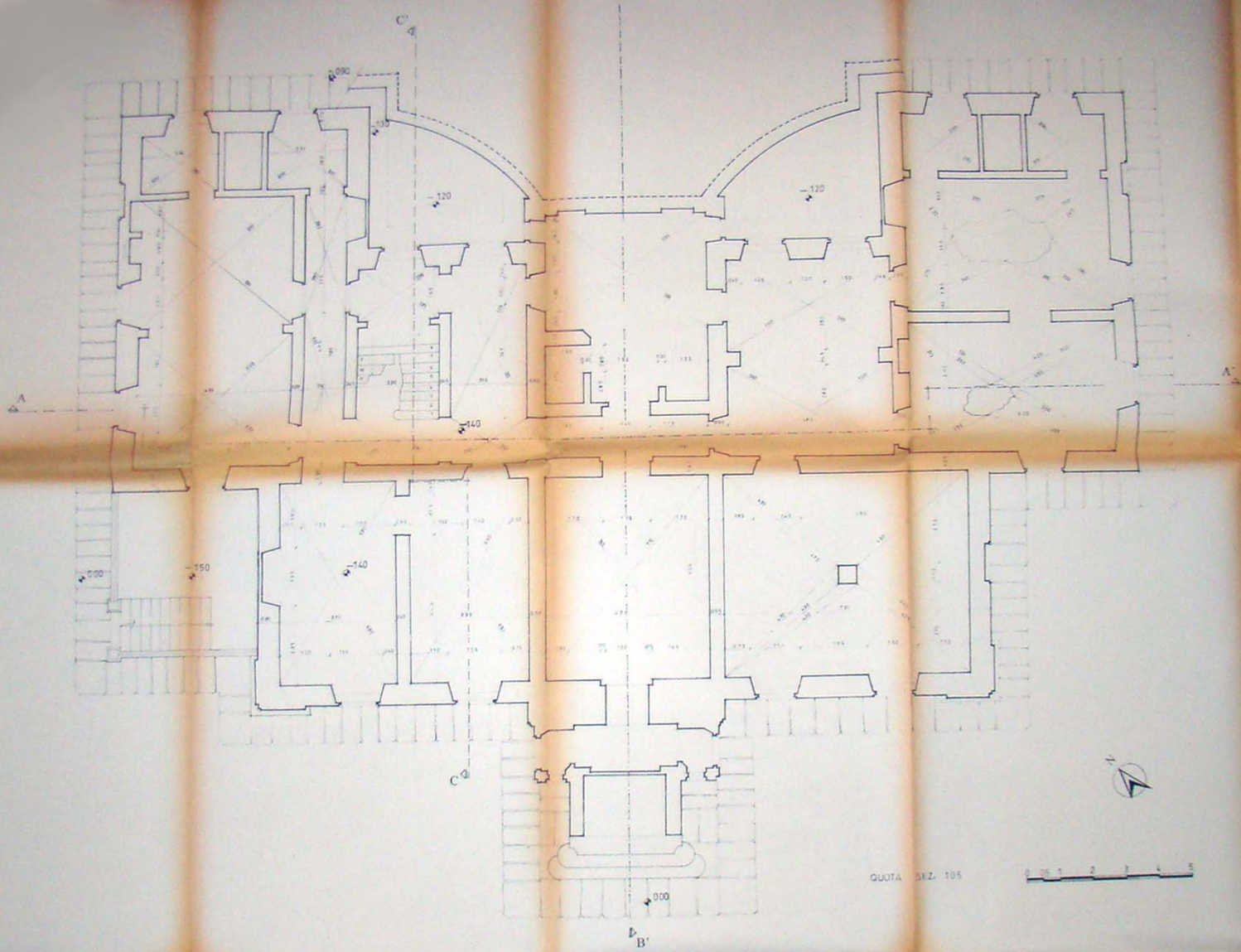
Officine grafiche Pitagora - Bologna

- F. ZERI (a cura di)

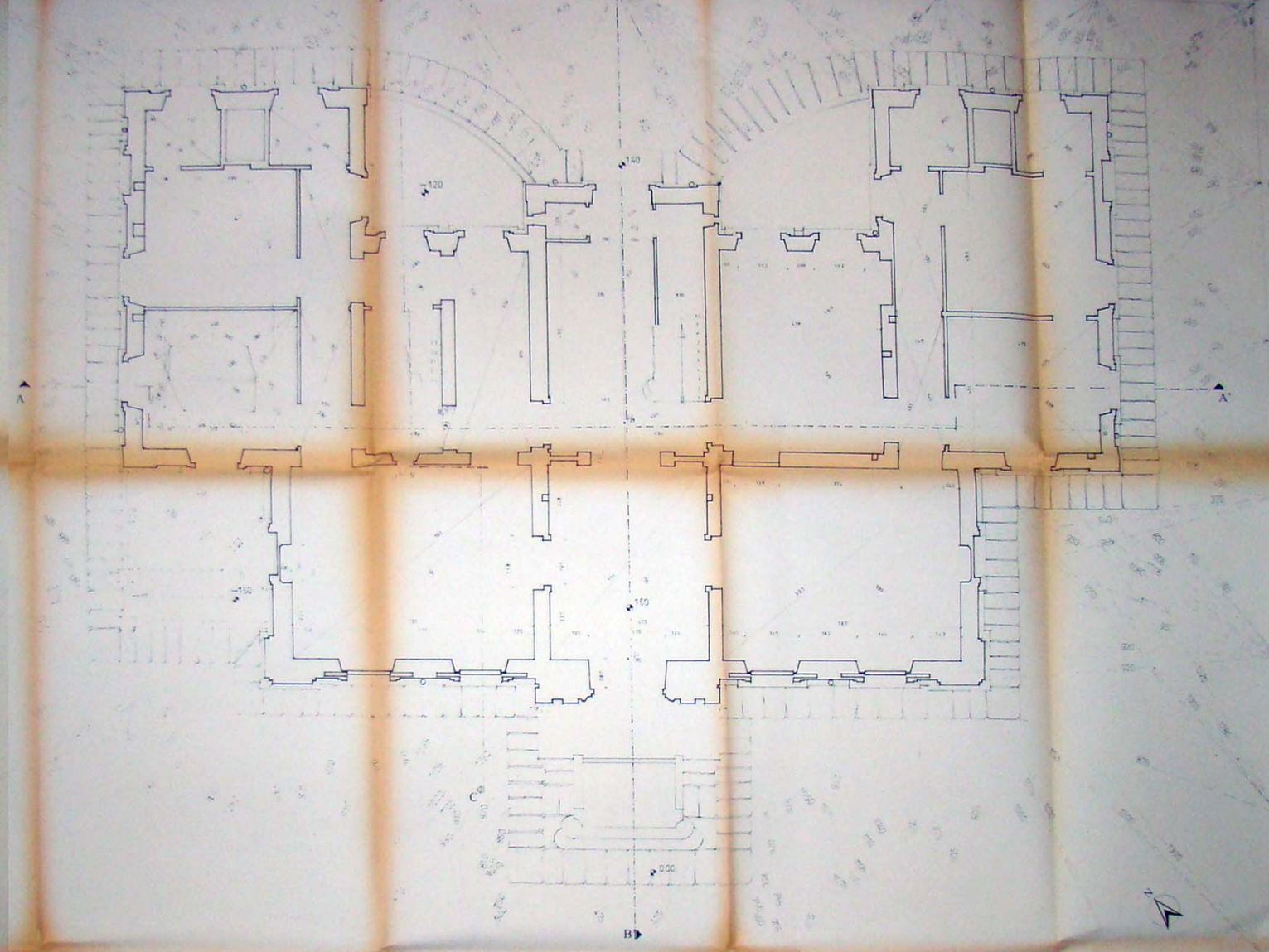
1981 - *Conservazione, falso e restauro*, in Storia dell'arte italiana, Parte III,

Vol. III

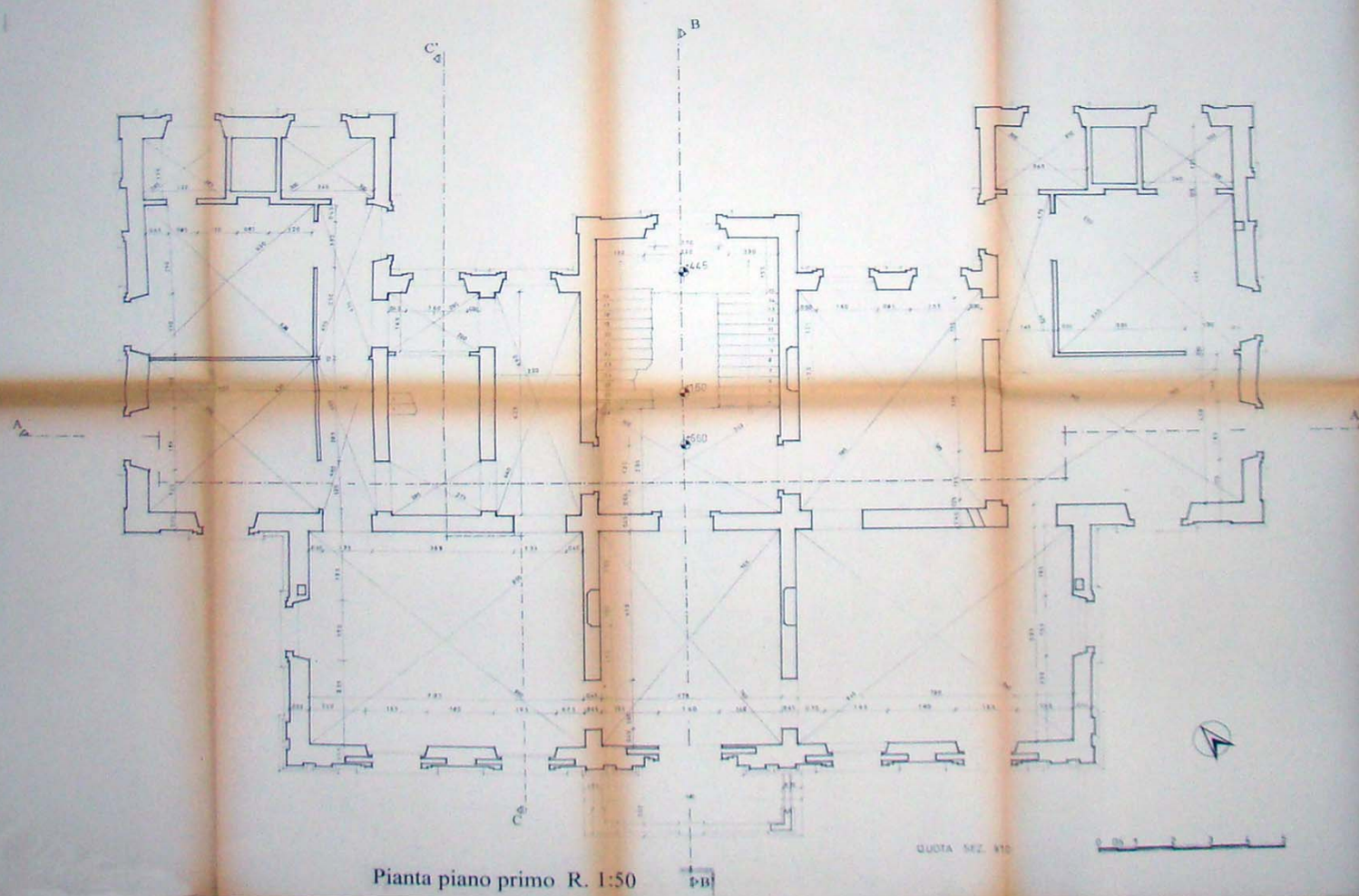
Einaudi - Torino



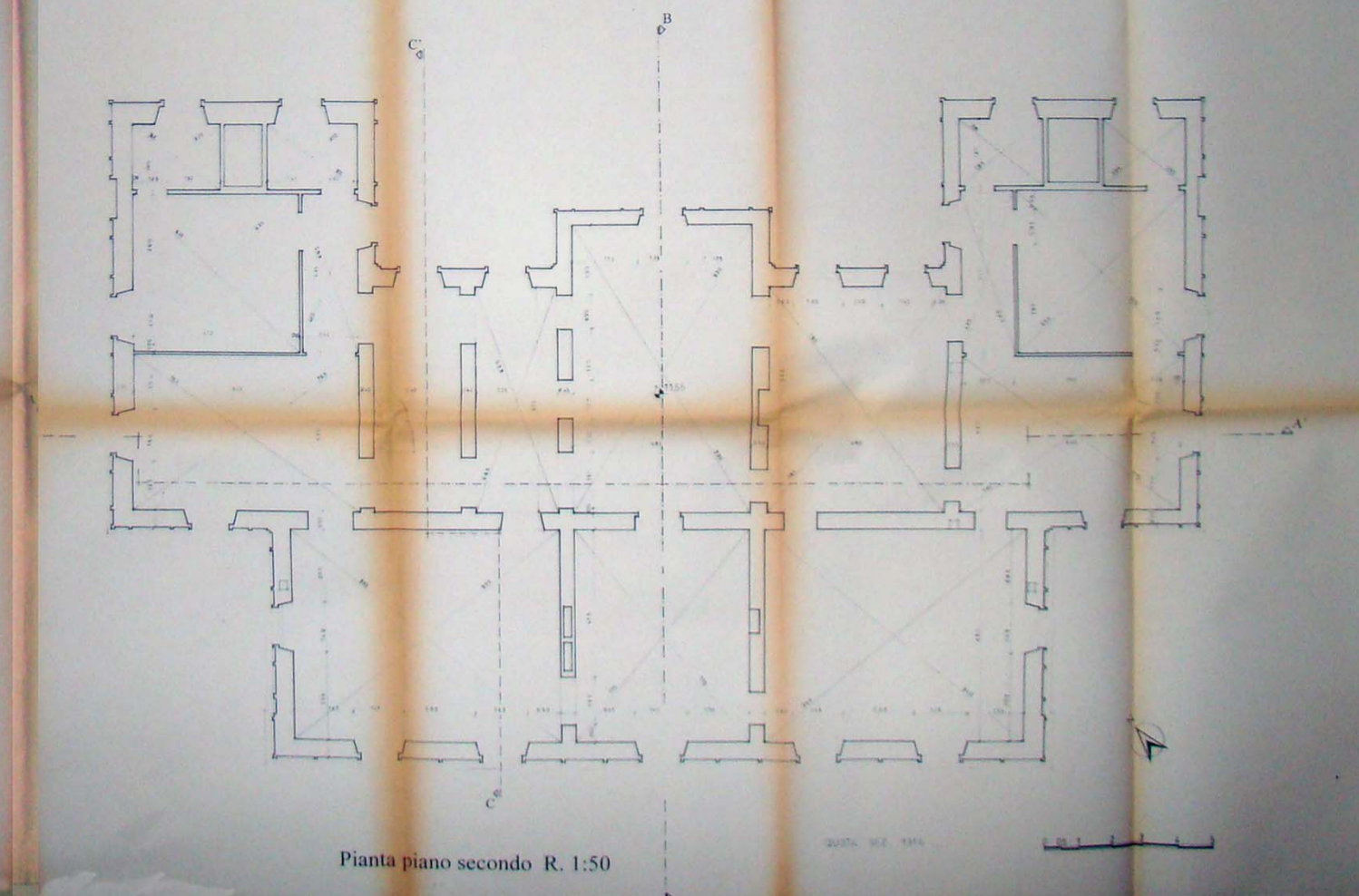
Pianta piano seminterato R. 1:50



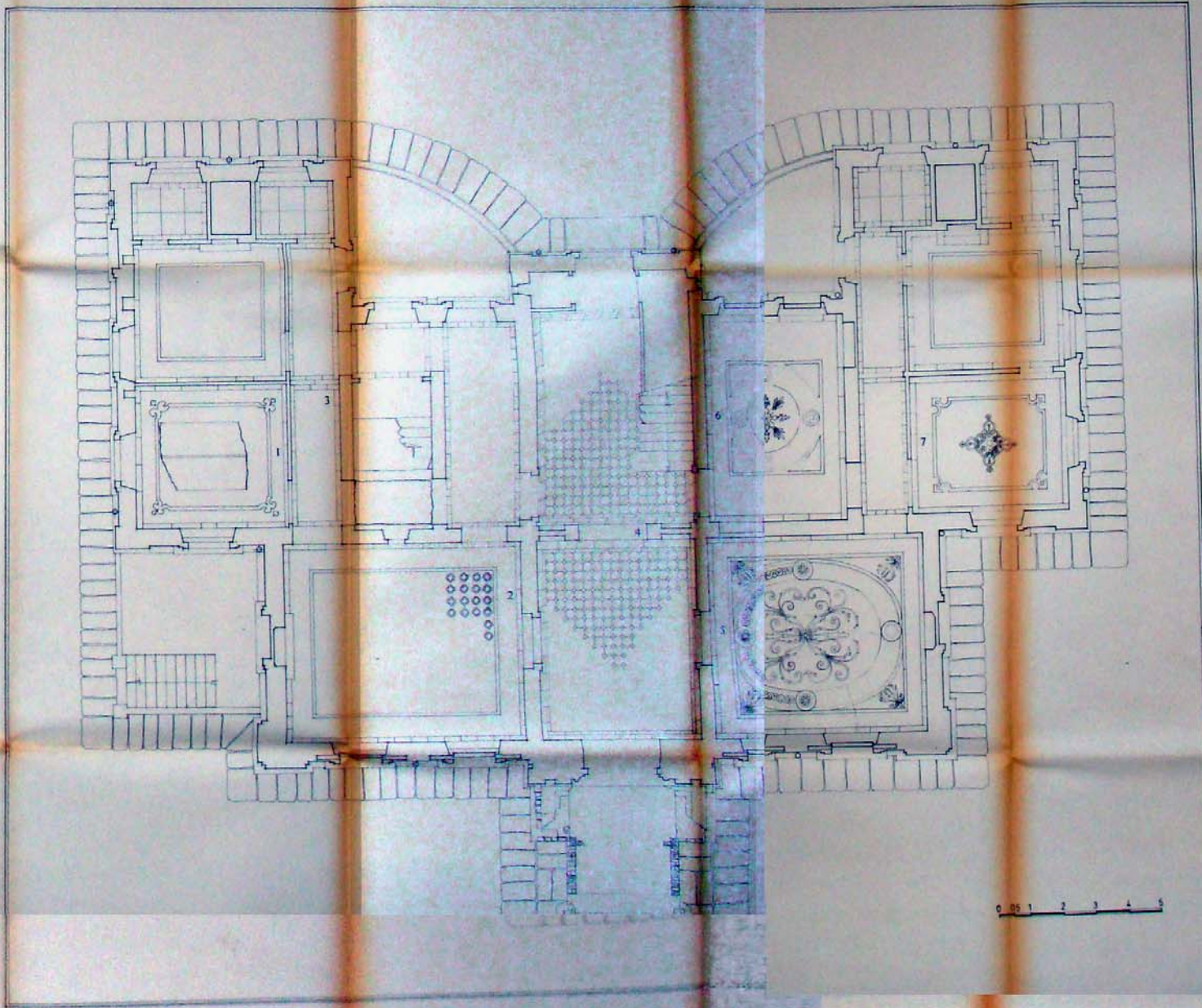
Pianta piano rialzato R. 1:50



Pianta piano primo R. 1:50



Pianta piano secondo R. 1:50



Pianta piano rialzato R. 1:50
Alzato della perimetrazione

Stanza n. 1 - Camera

Particolare di un corridoio (3)

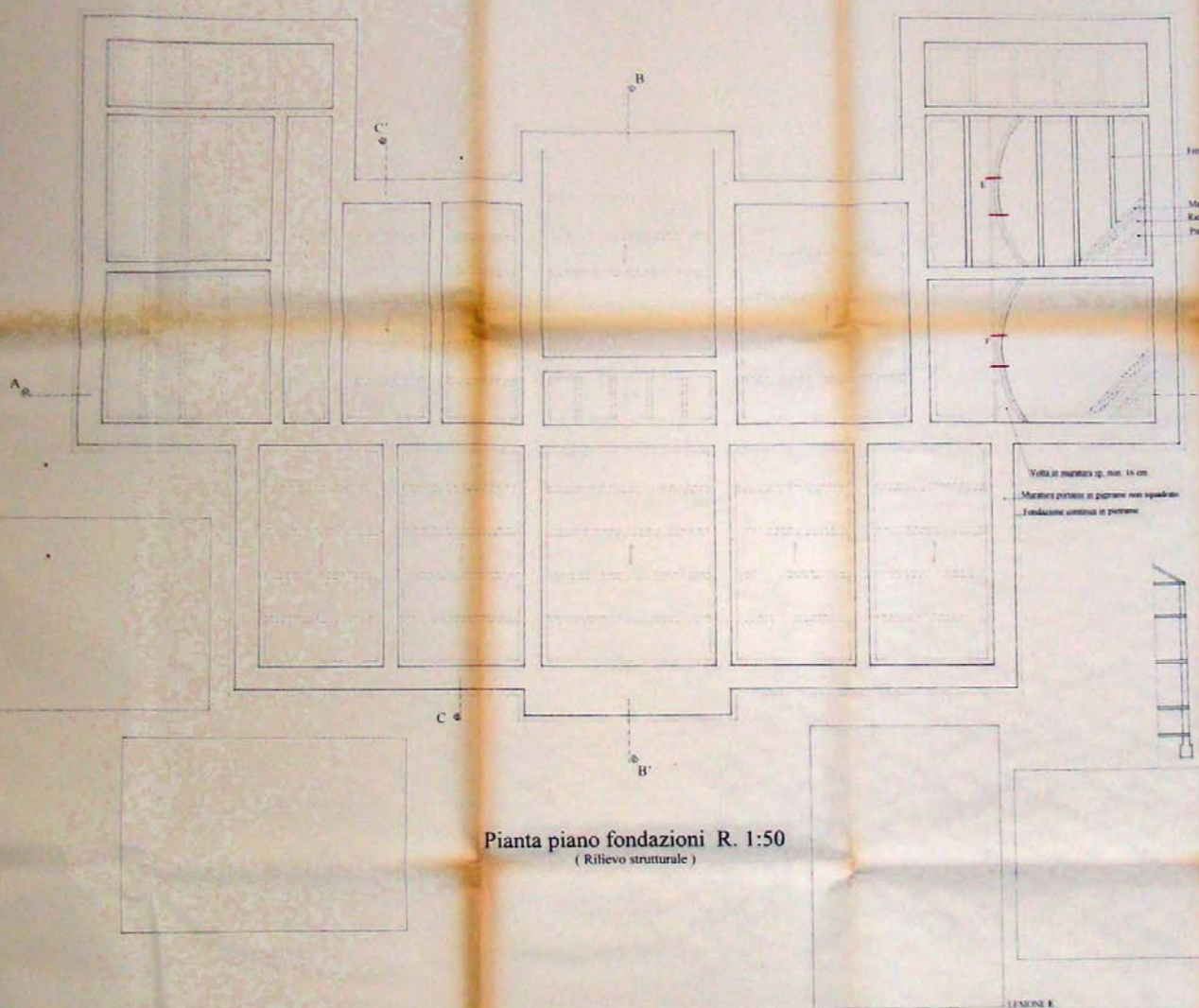
Stanza n. 2 - Sala da pranzo

Ingresso vestibolo (4)

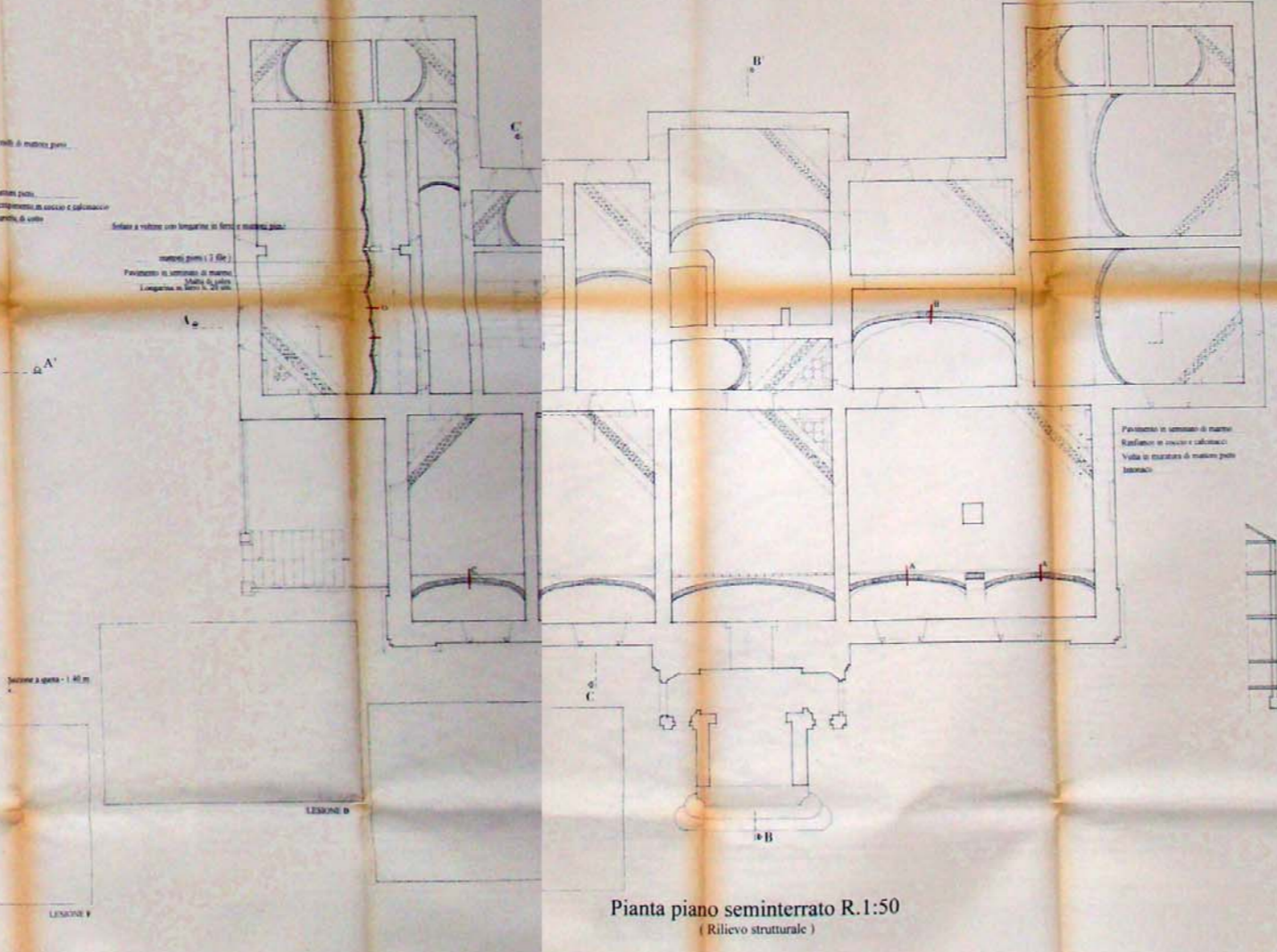
Stanza n. 7 - Camera

Stanza n. 6 - Soggiorno

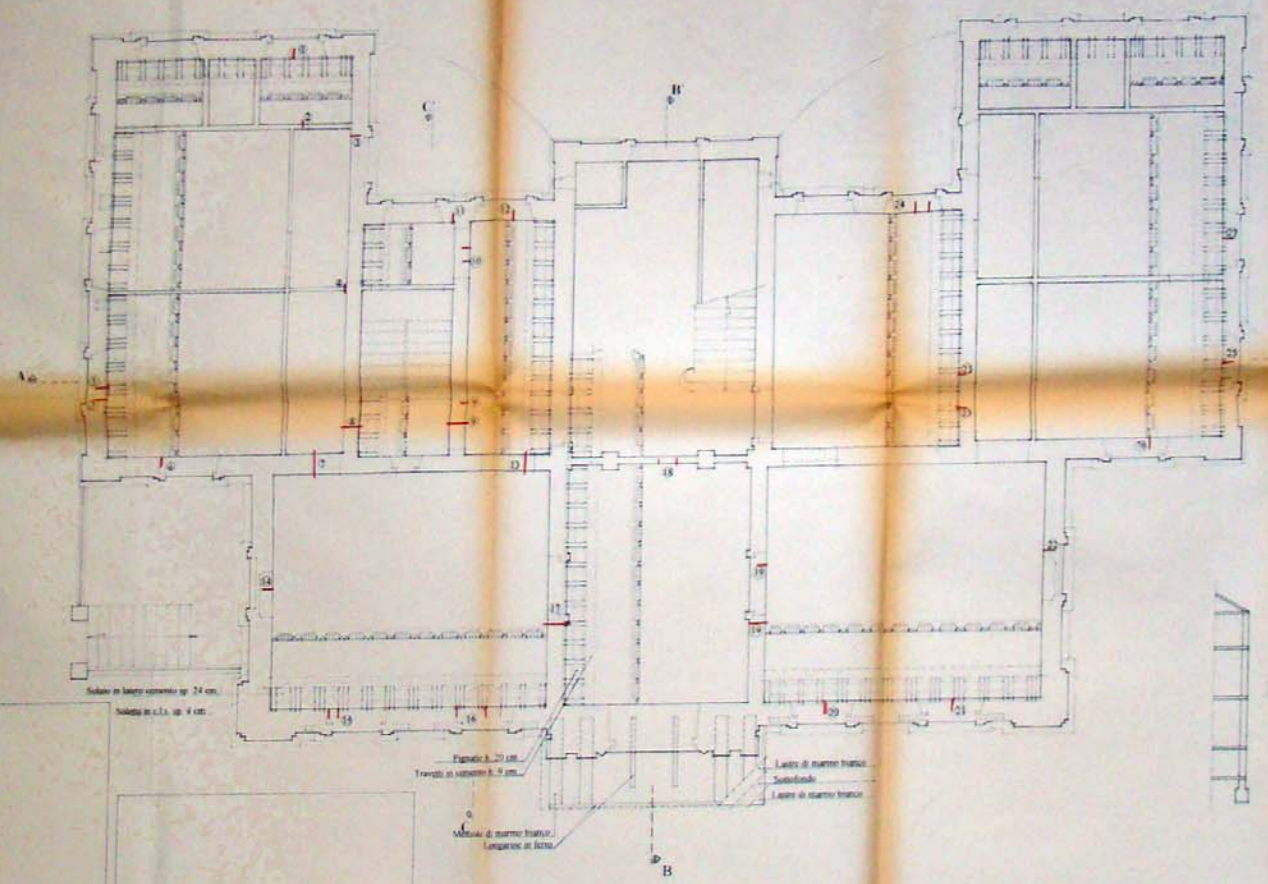
Stanza n. 3 - Salone



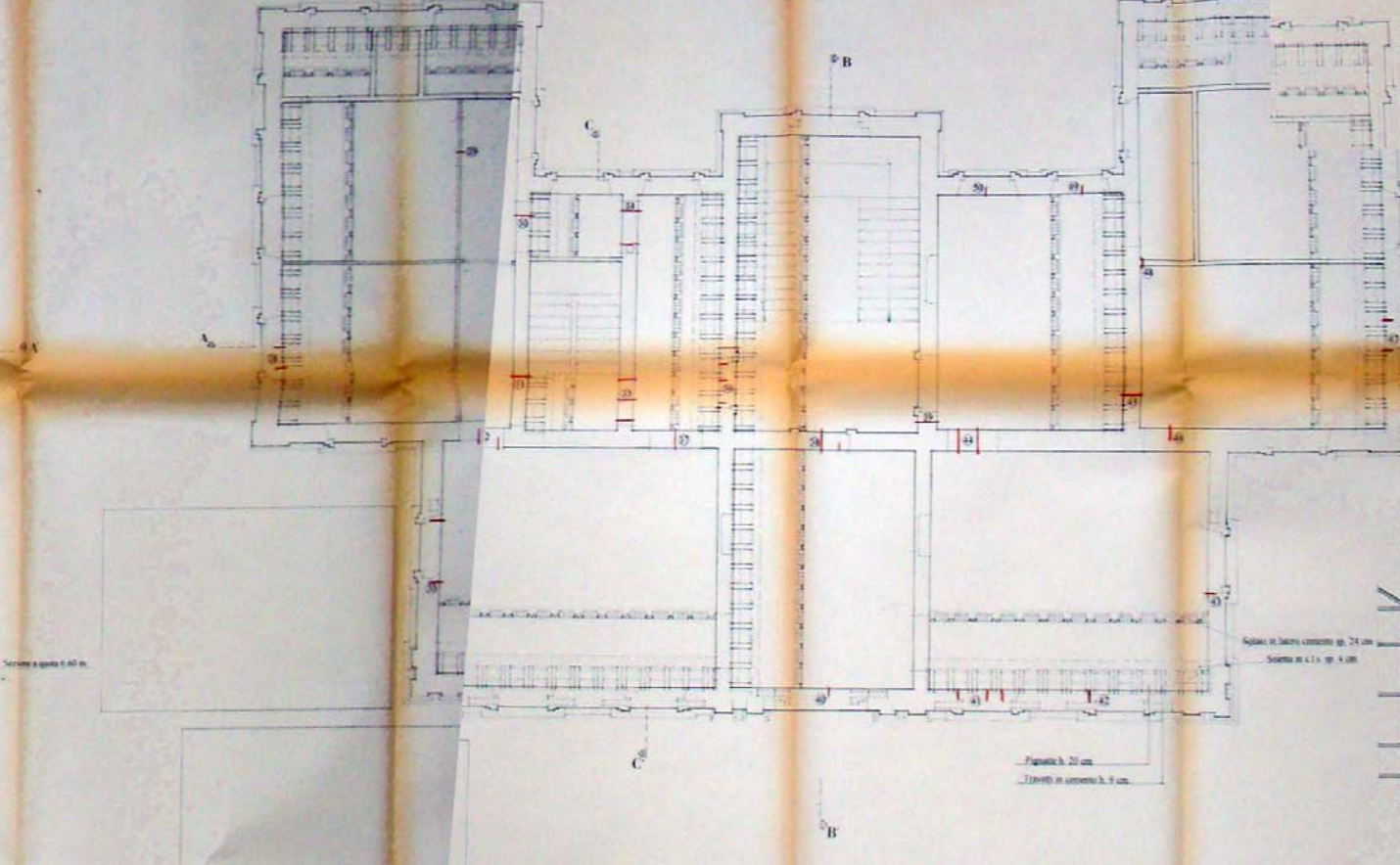
Pianta piano fondazioni R. 1:50
(Rilievo strutturale)



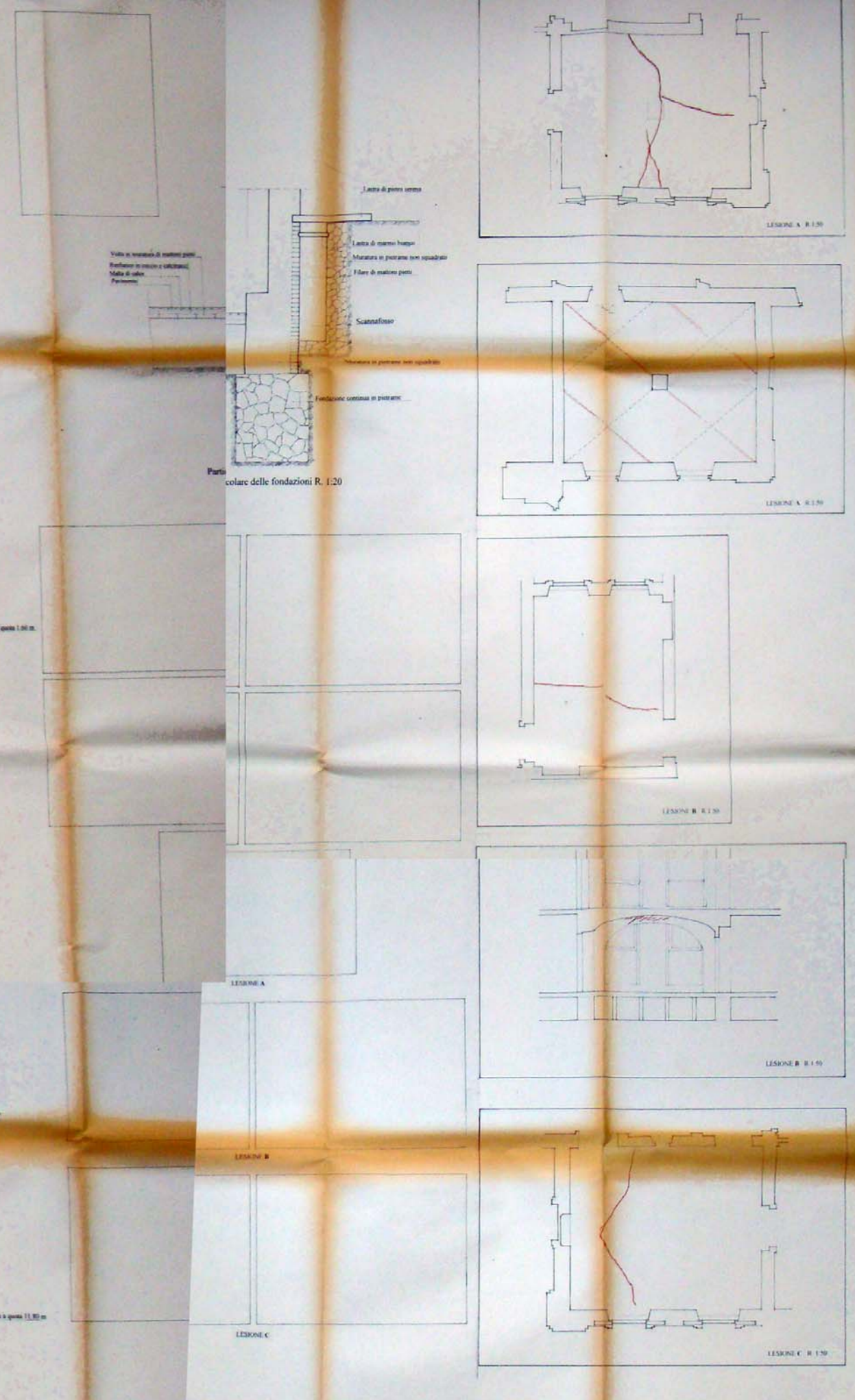
Pianta piano seminterrato R. 1:50
(Rilievo strutturale)

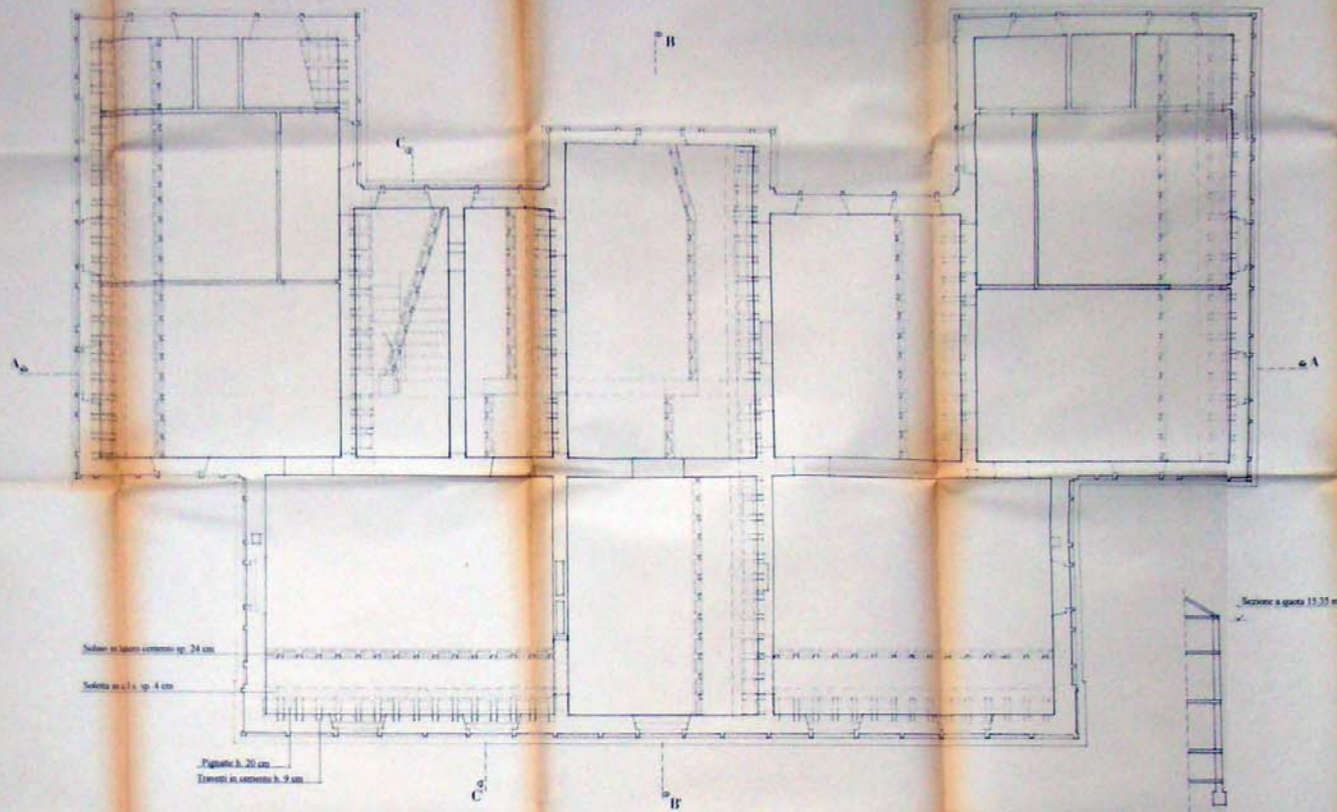


Pianta piano rialzato R. 1:50
(Rilievo strutturale)

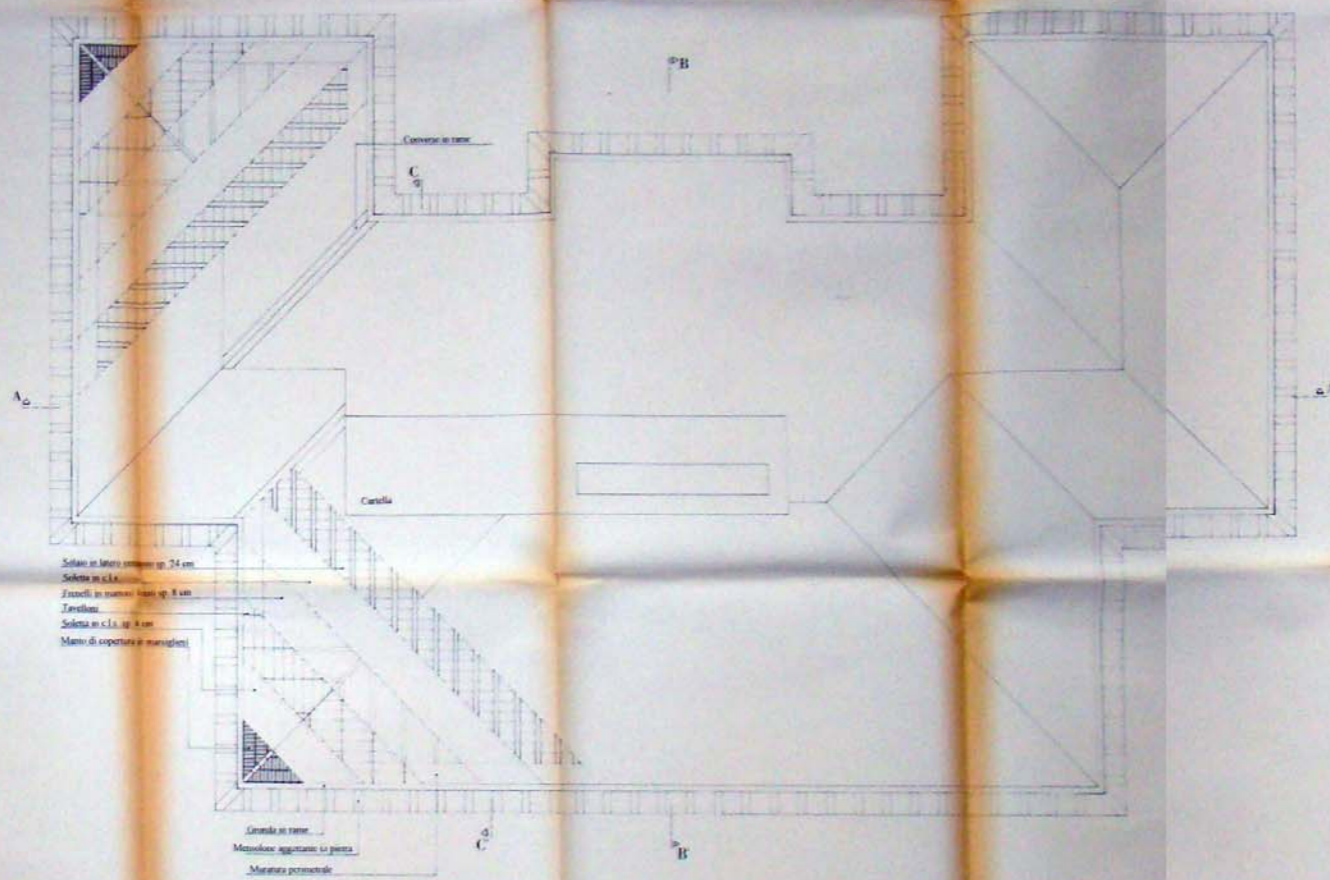


Pianta piano primo R. 1:50
(Rilievo strutturale)

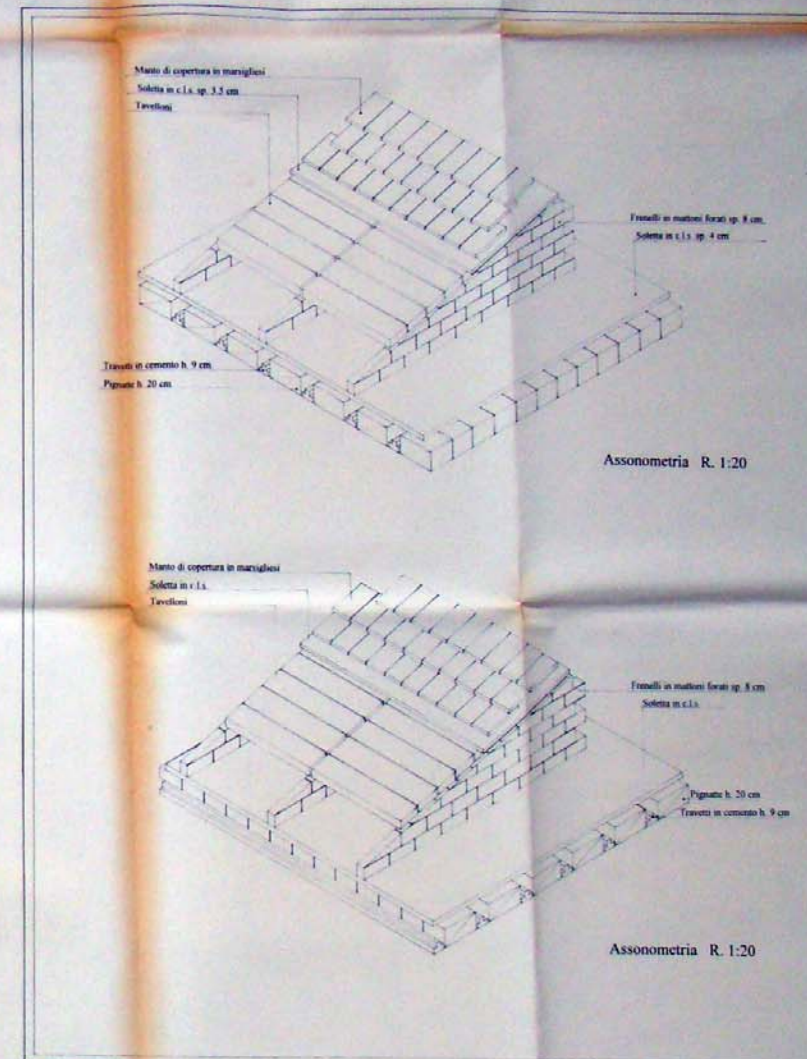
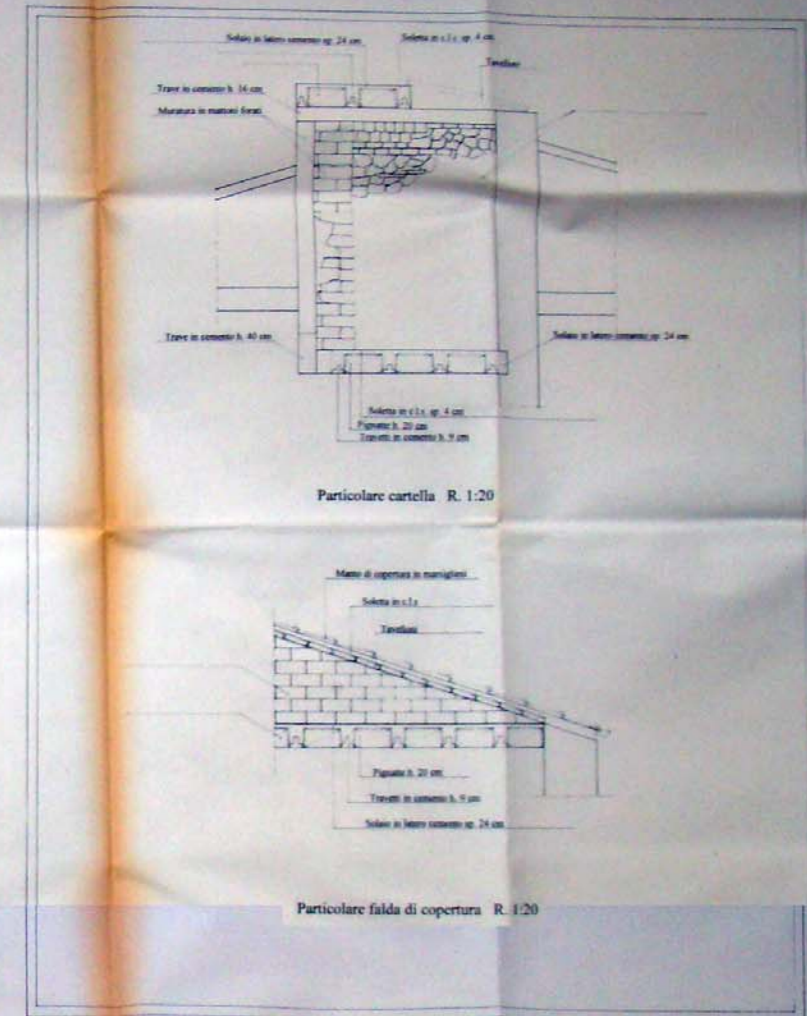


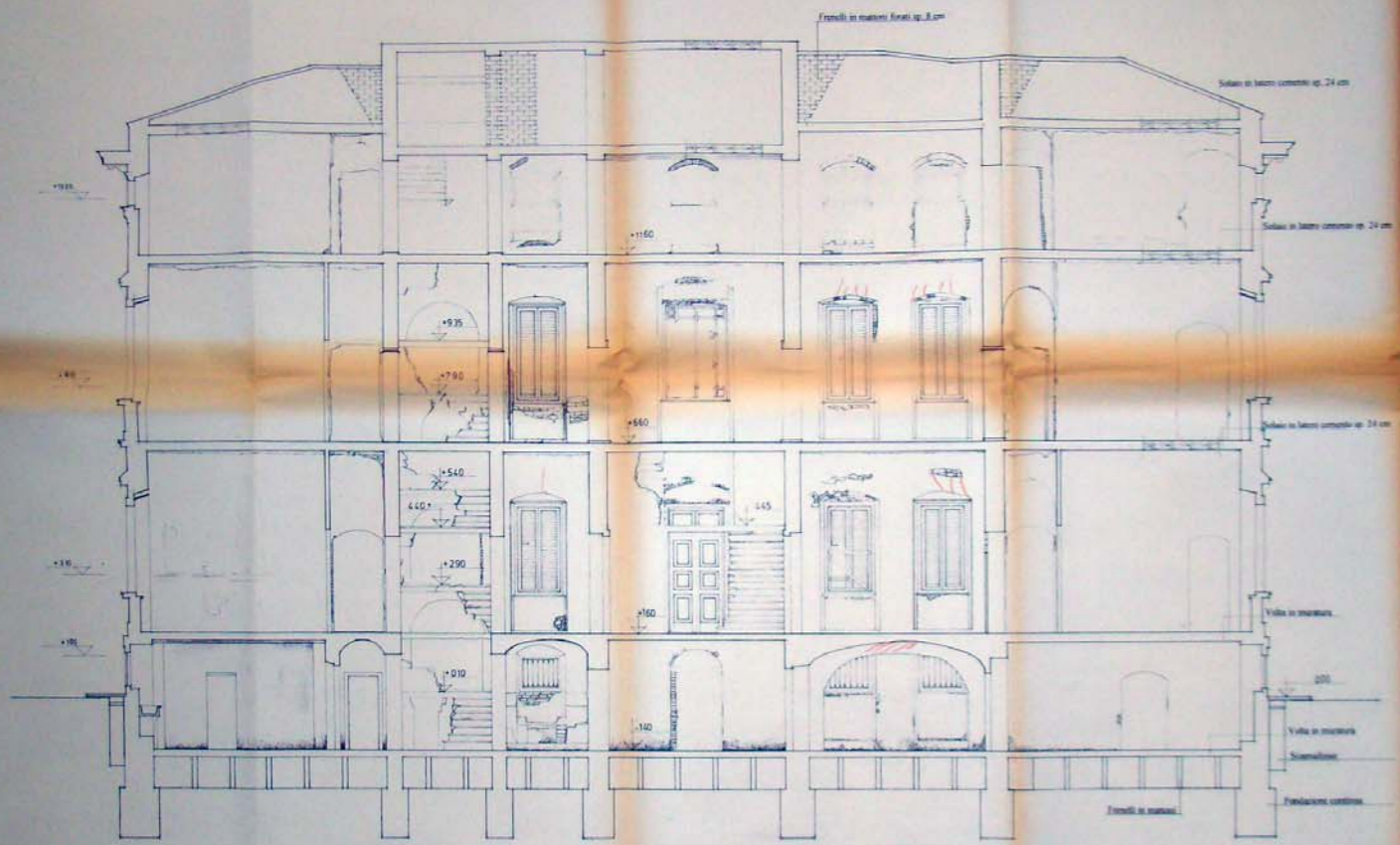


Pianta piano secondo R. 1:50
(Rilievo strutturale)

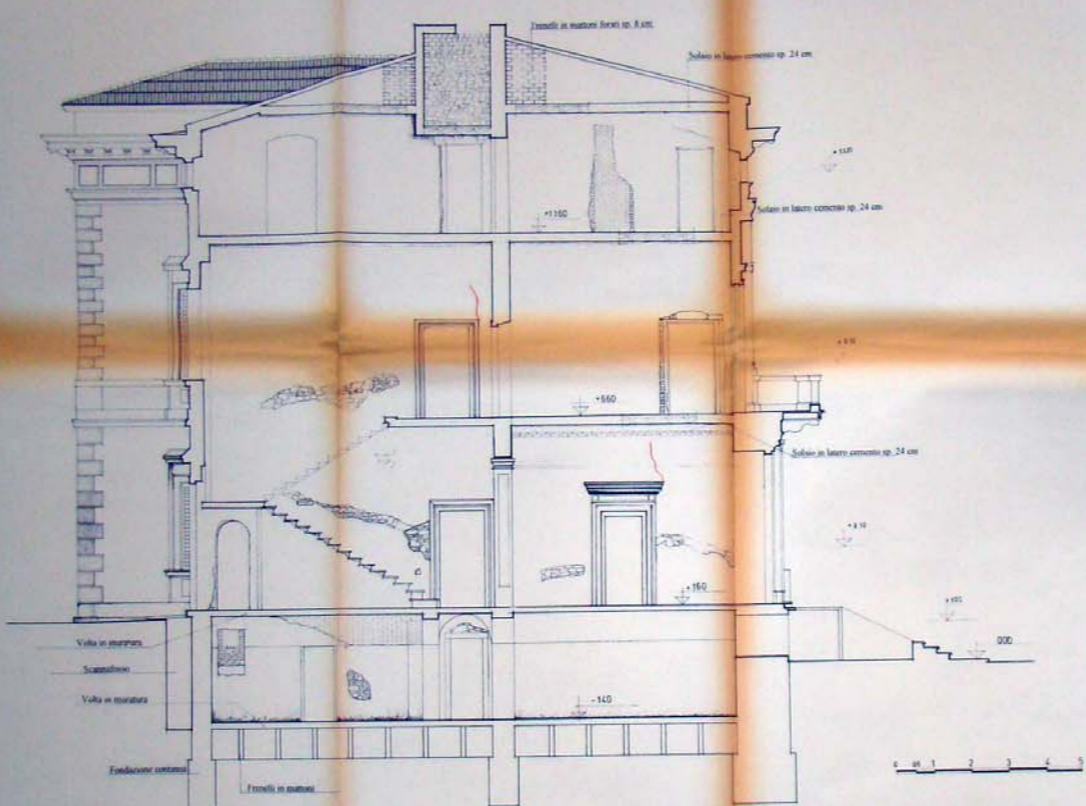


Pianta copertura R. 1:50
(Rilievo strutturale)

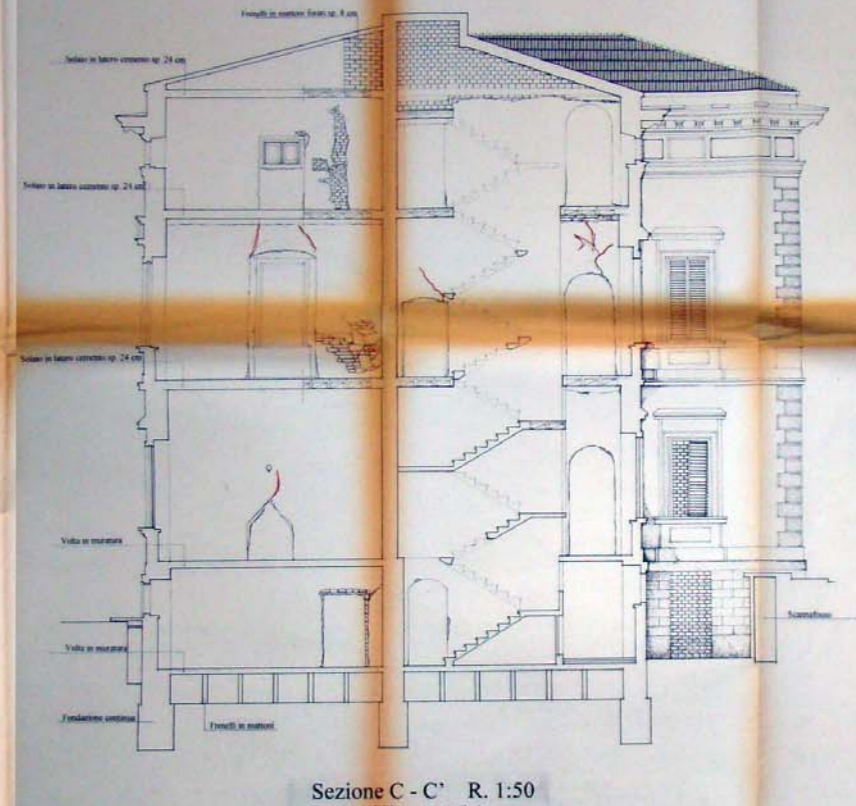




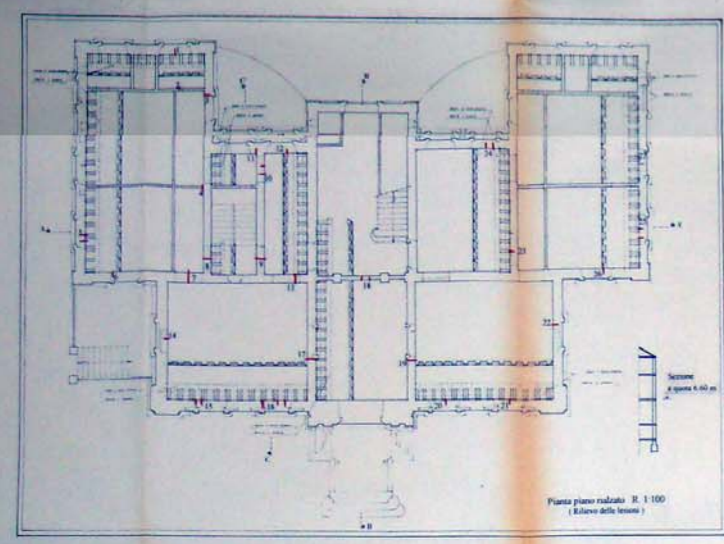
Sezione A - A' R. 1:50
(Rilievo strutturale)



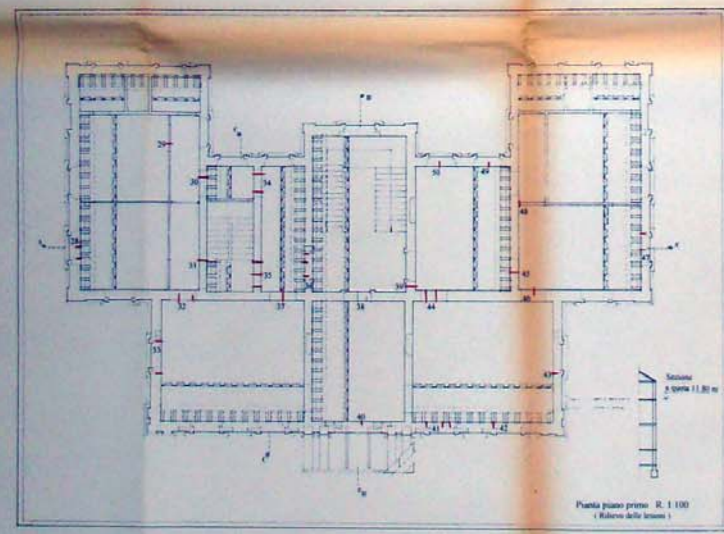
Sezione B - B' R. 1:50
(Rilievo strutturale)



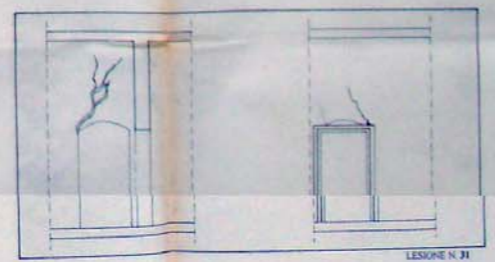
Sezione C - C' R. 1:50
(Rilievo strutturale)



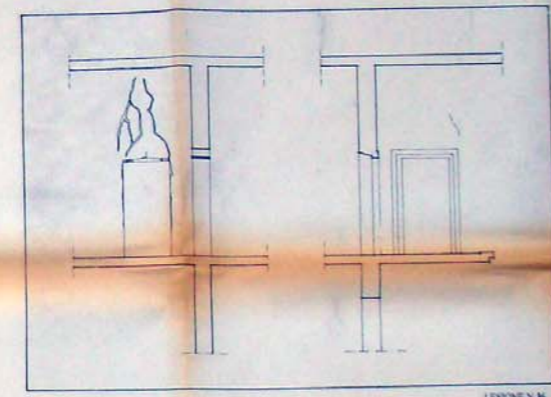
Piano piano rialzato R. 1:100
(Rilievo della forma)



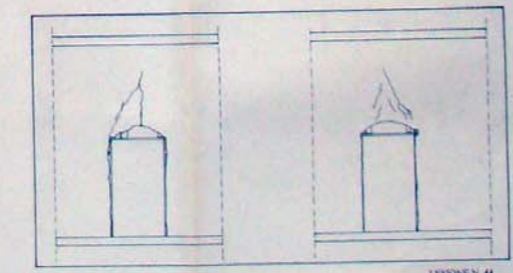
Piano piano primo R. 1:100
(Rilievo della forma)



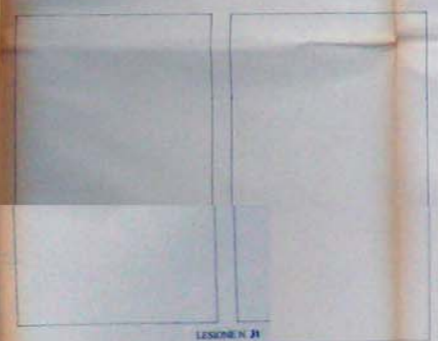
LEZIONE N. 31



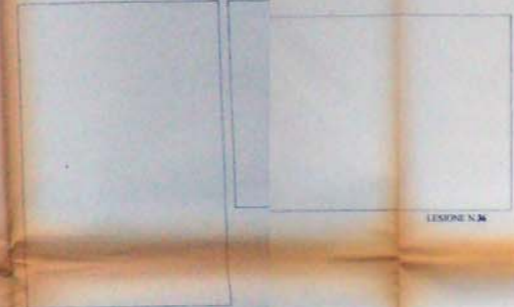
LEZIONE N. 32



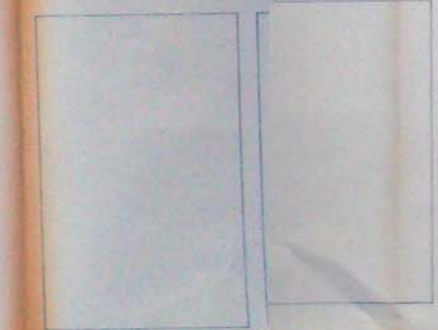
LEZIONE N. 44



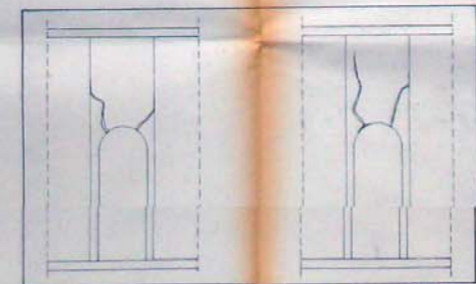
LEZIONE N. 33



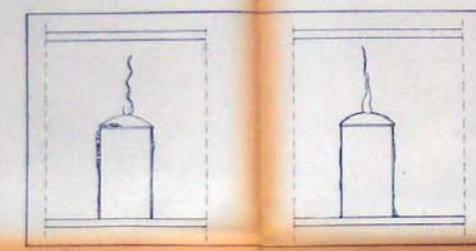
LEZIONE N. 34



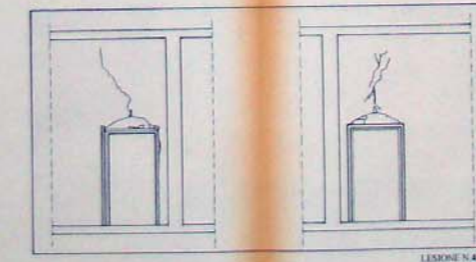
LEZIONE N. 45



LEZIONE N. 35



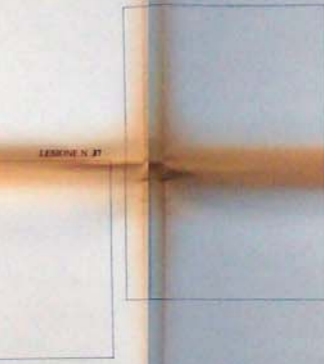
LEZIONE N. 37



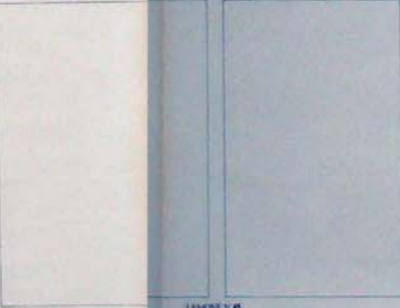
LEZIONE N. 43



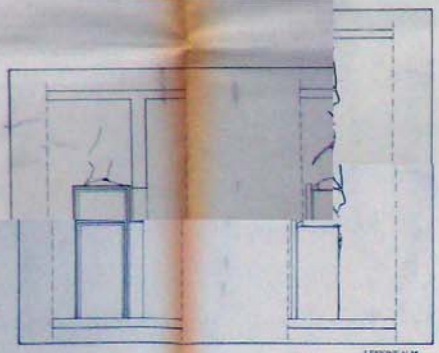
LEZIONE N. 36



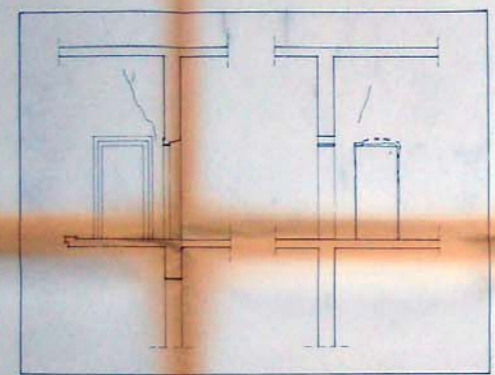
LEZIONE N. 38



LEZIONE N. 46



LEZIONE N. 39

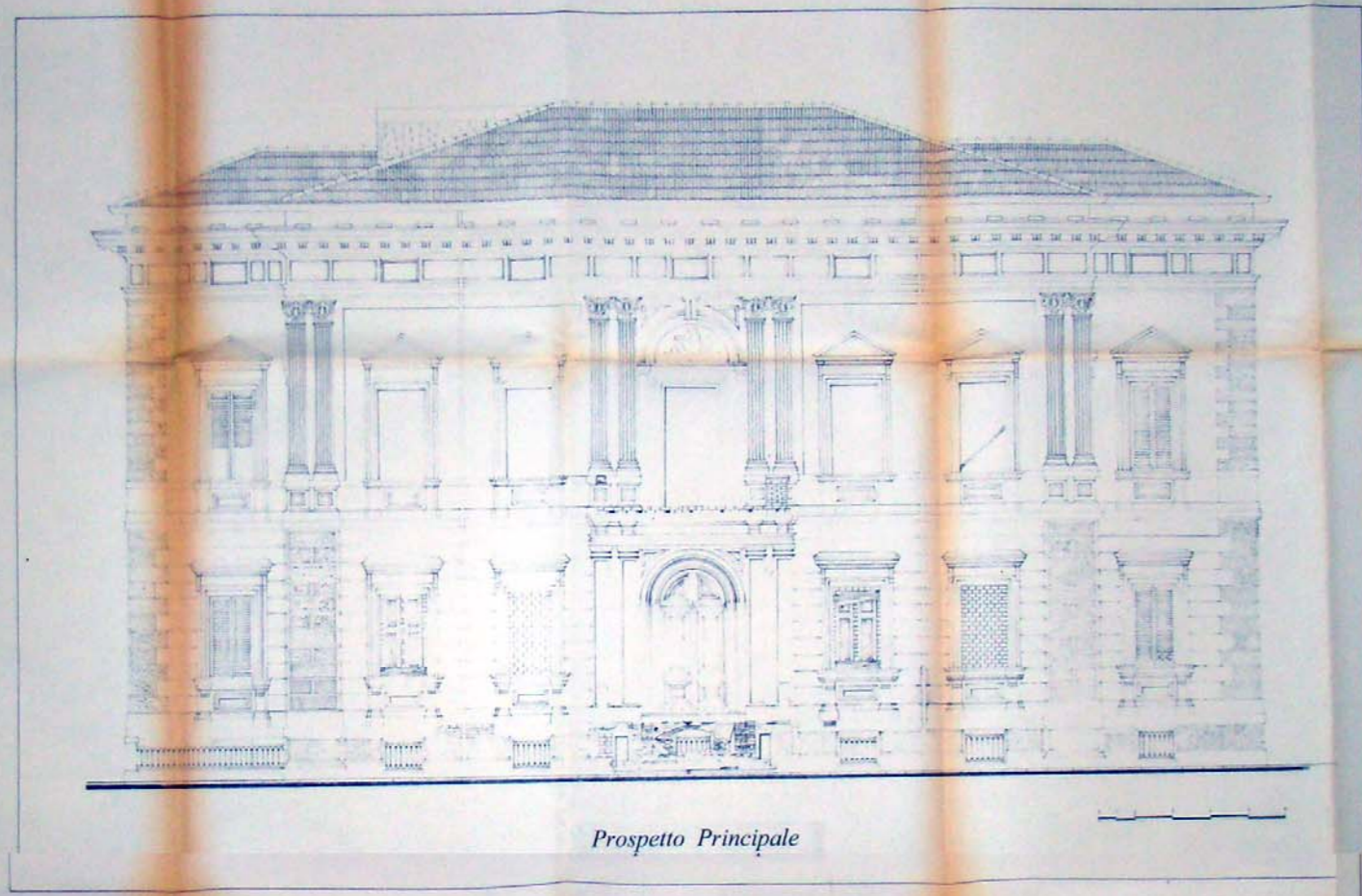


LEZIONE N. 40



LEZIONE N. 41

Villa Fabricotti negli anni '20
Foto del Comune di Carrara



Villa Fabricotti durante i lavori degli anni '70



Foto del Comune di Carrara

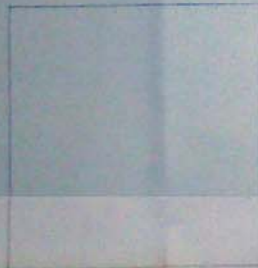


Foto del Comune di Carrara

Foto num. 63211 dell'Archivio fotografico della Soprintendenza

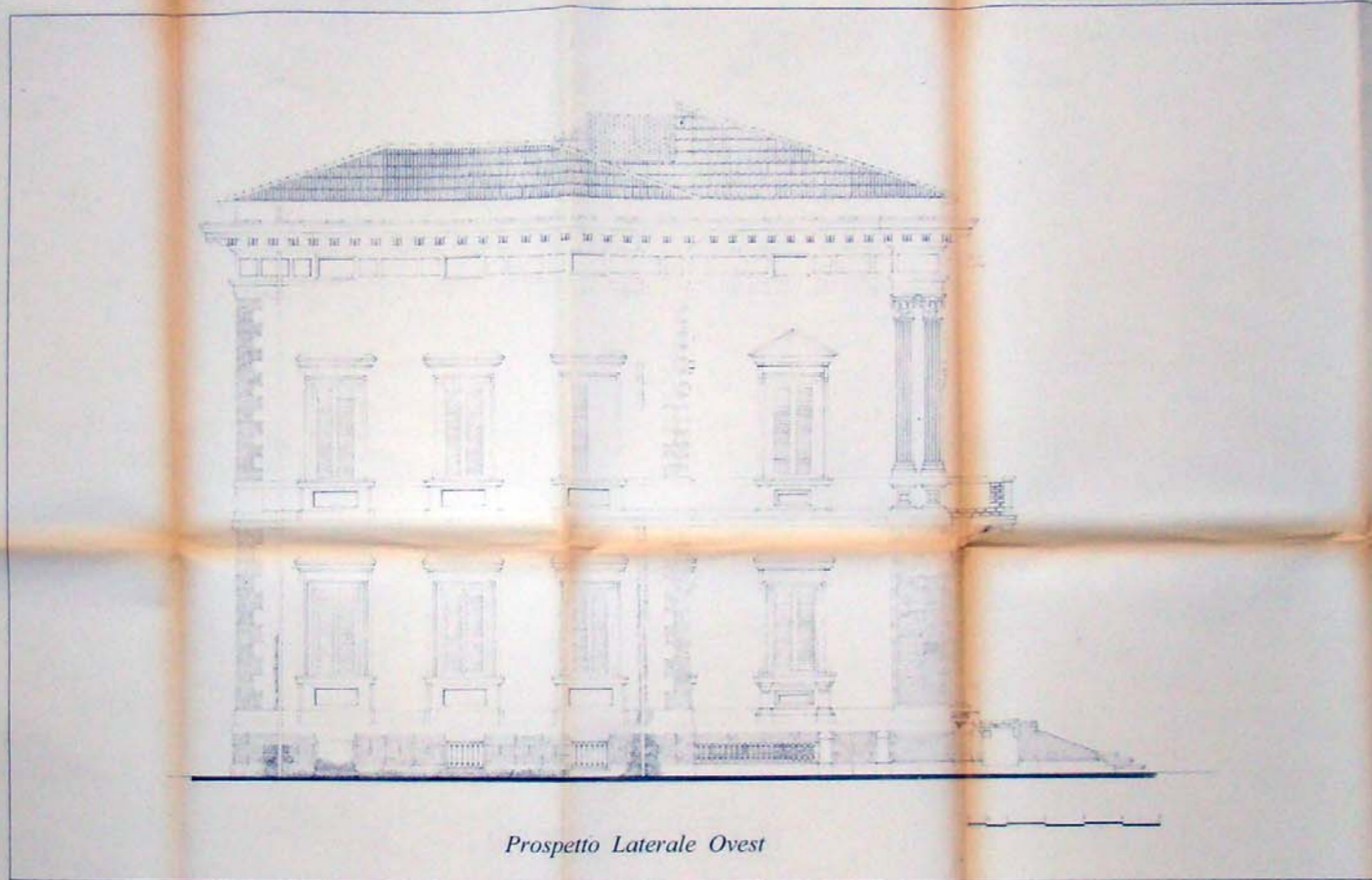
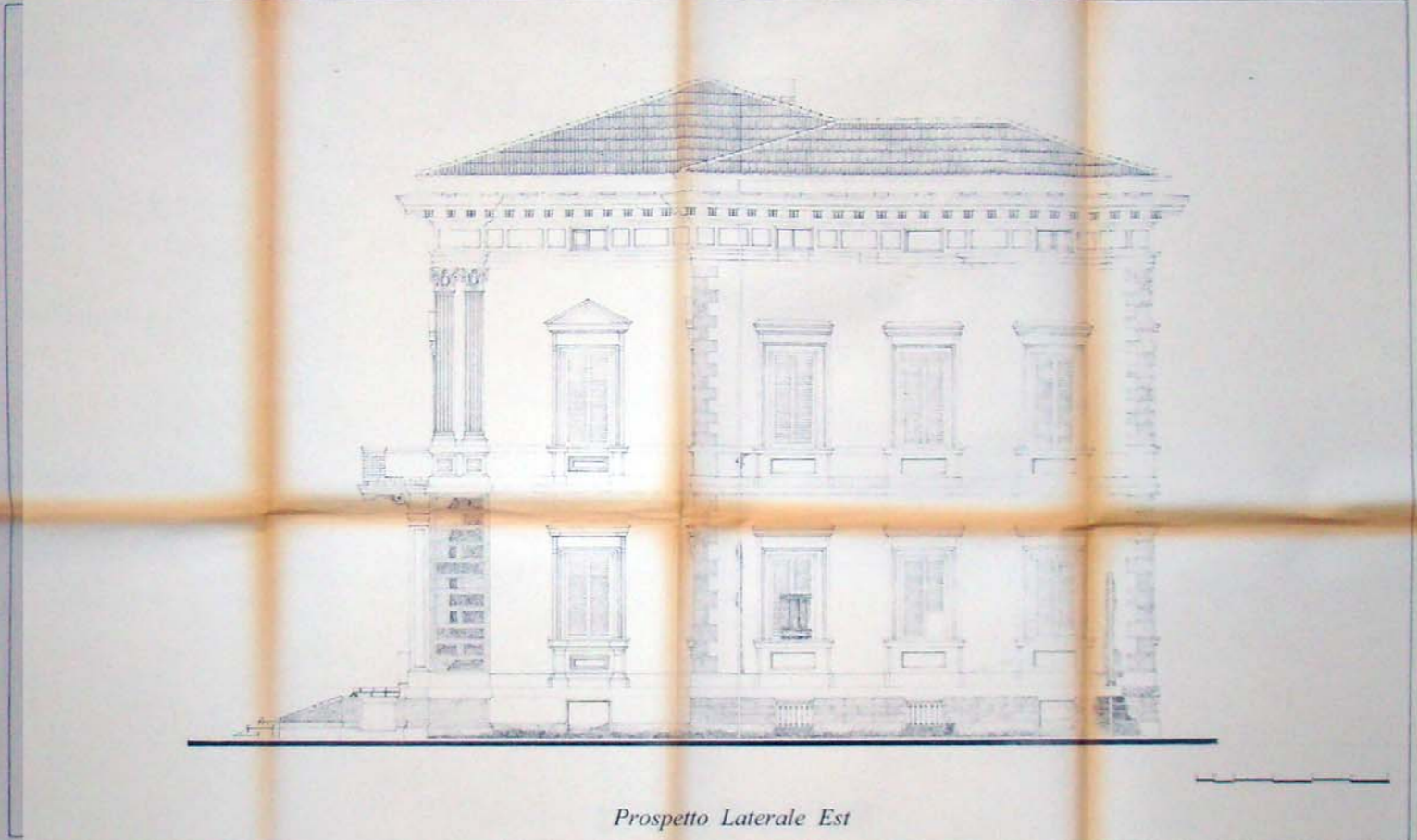
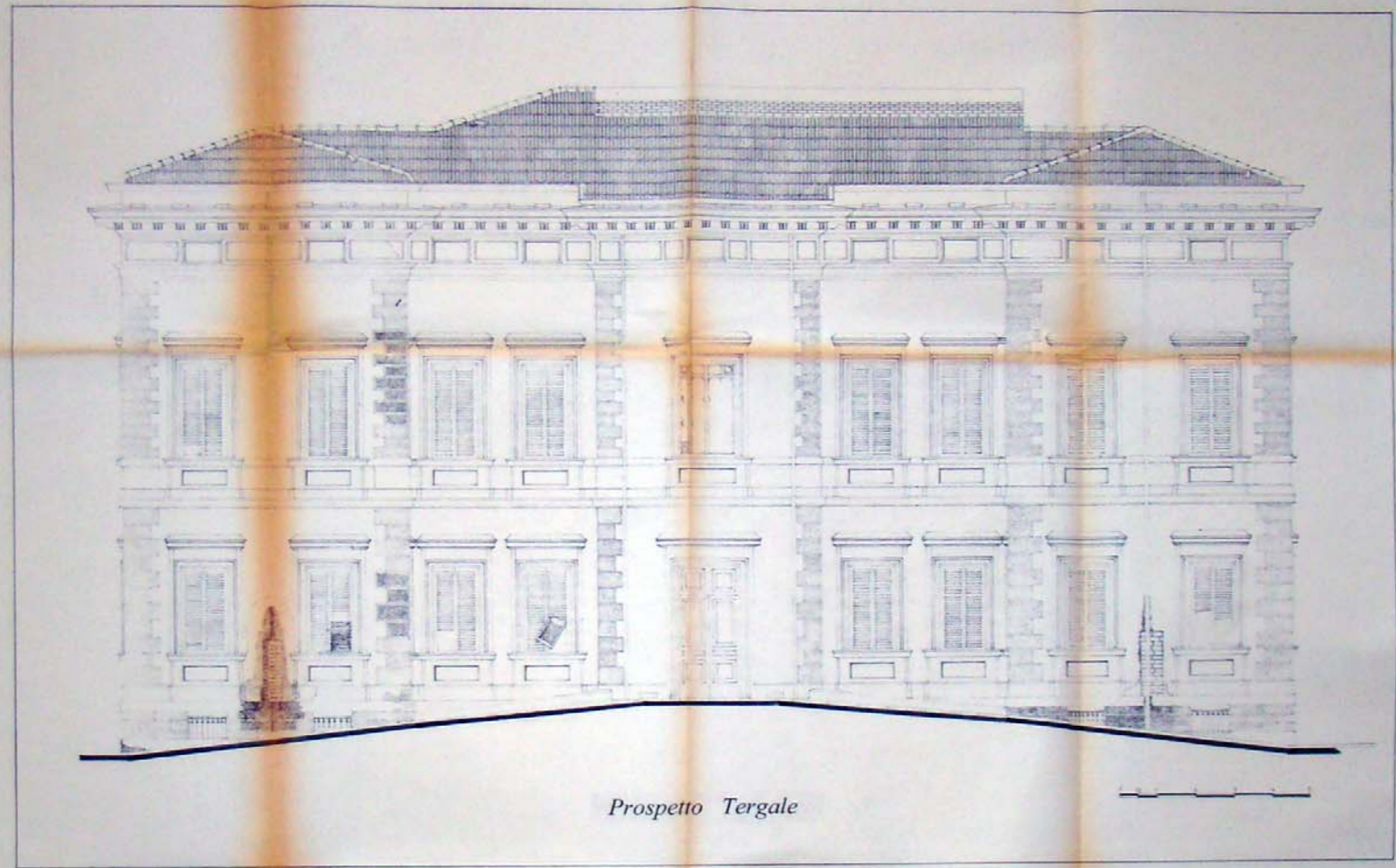
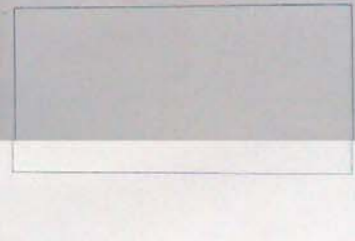
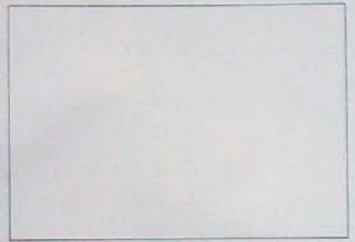


Foto num. 63212 dell'Archivio fotografico della Soprintendenza

Foto num. 63213 dell'Archivio fotografico della Soprintendenza

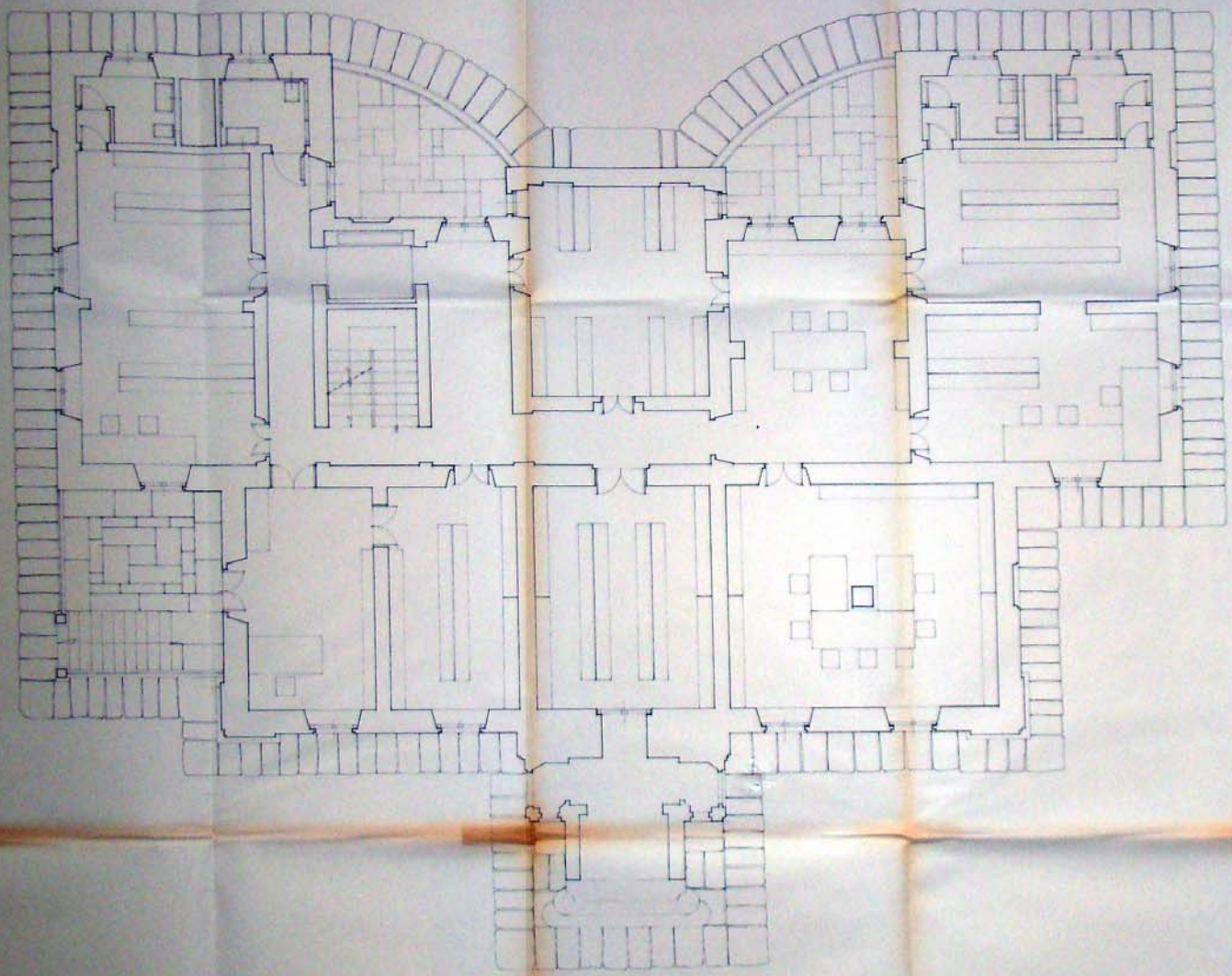
Villa Fabricotti oggi



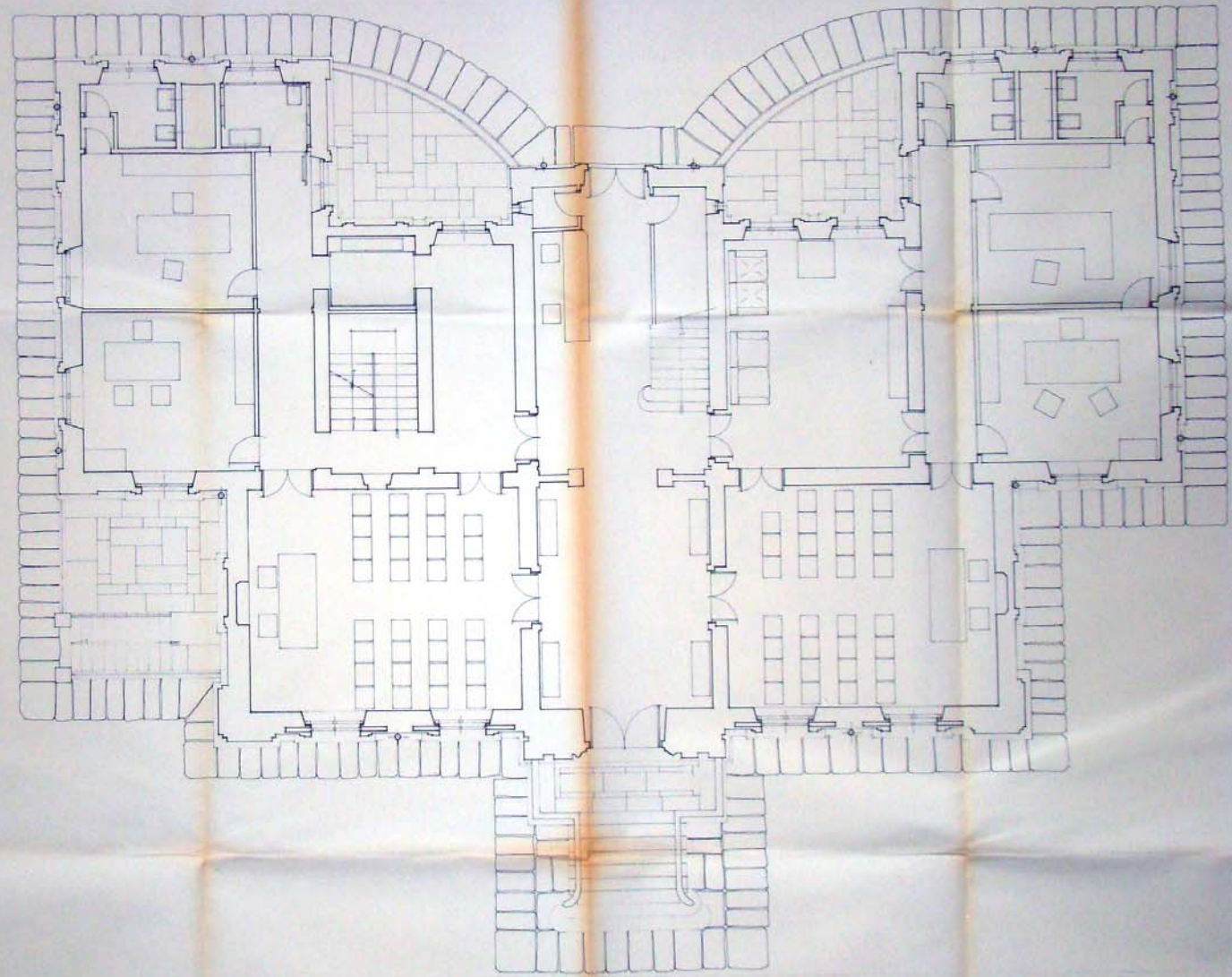
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE
FACOLTA' DI ARCHITETTURA

Villa Fabricotti a Carrara
Ipotesi di consolidamento e adattamento

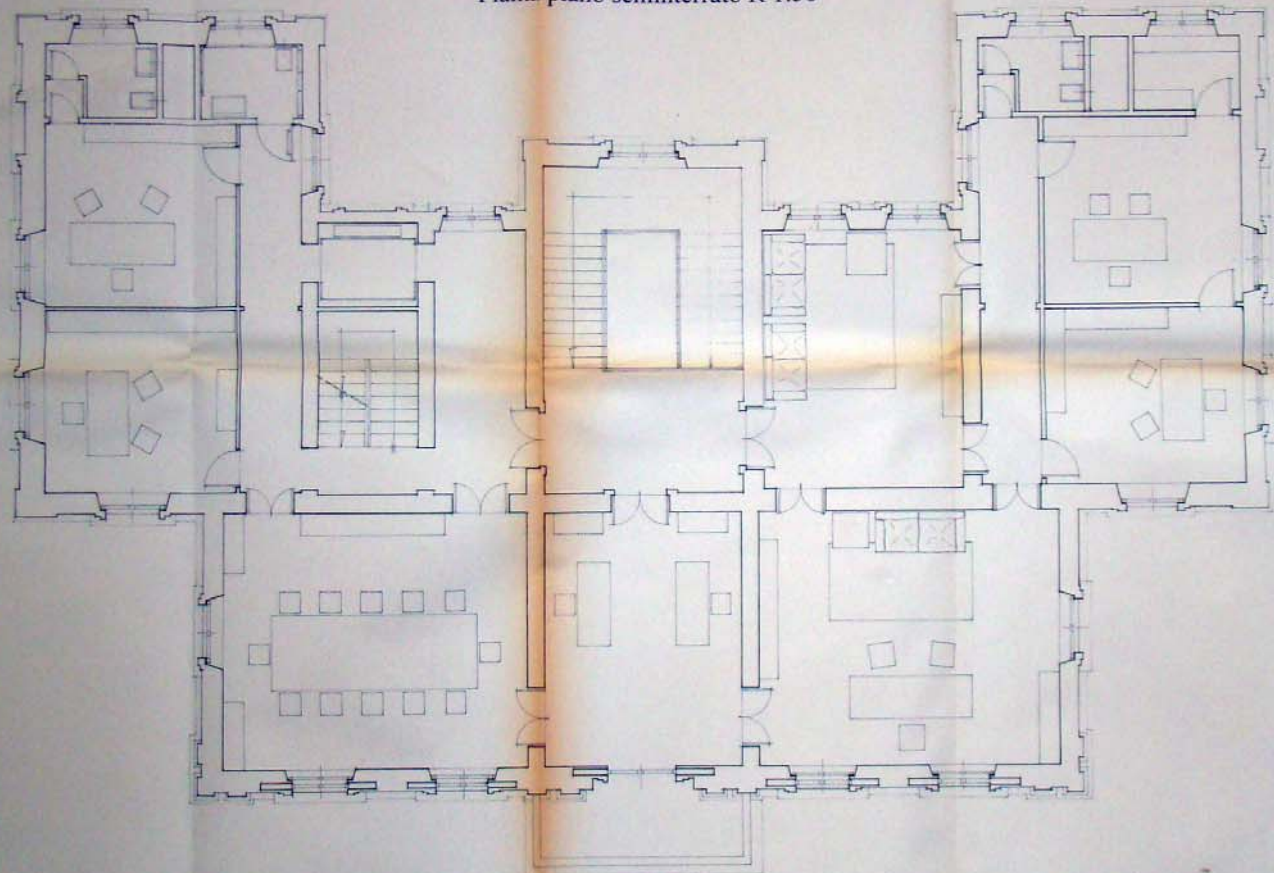
Prof. C. Dotti
Arch. S. Van Riel
Ing. L. Nanni Galli
Consulente: C. Franchini
A.A. 1995/1996



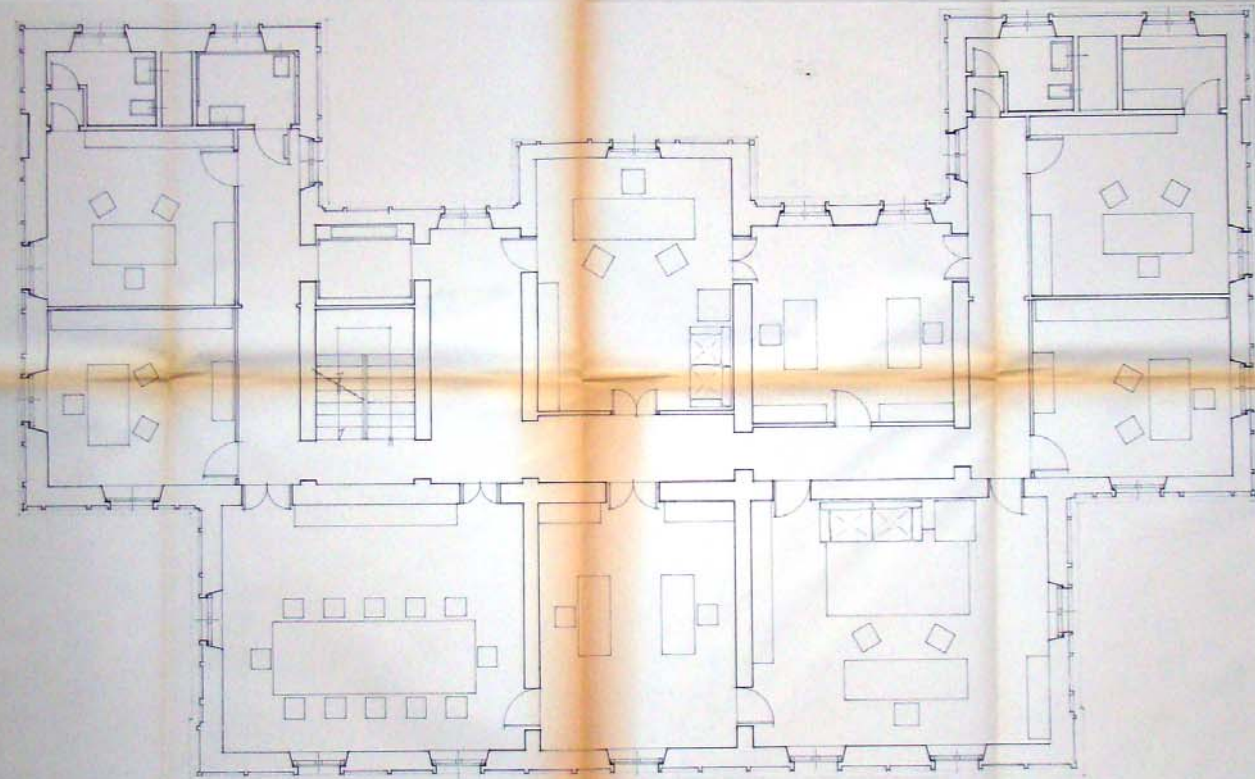
Pianta piano seminterrato R 1:50



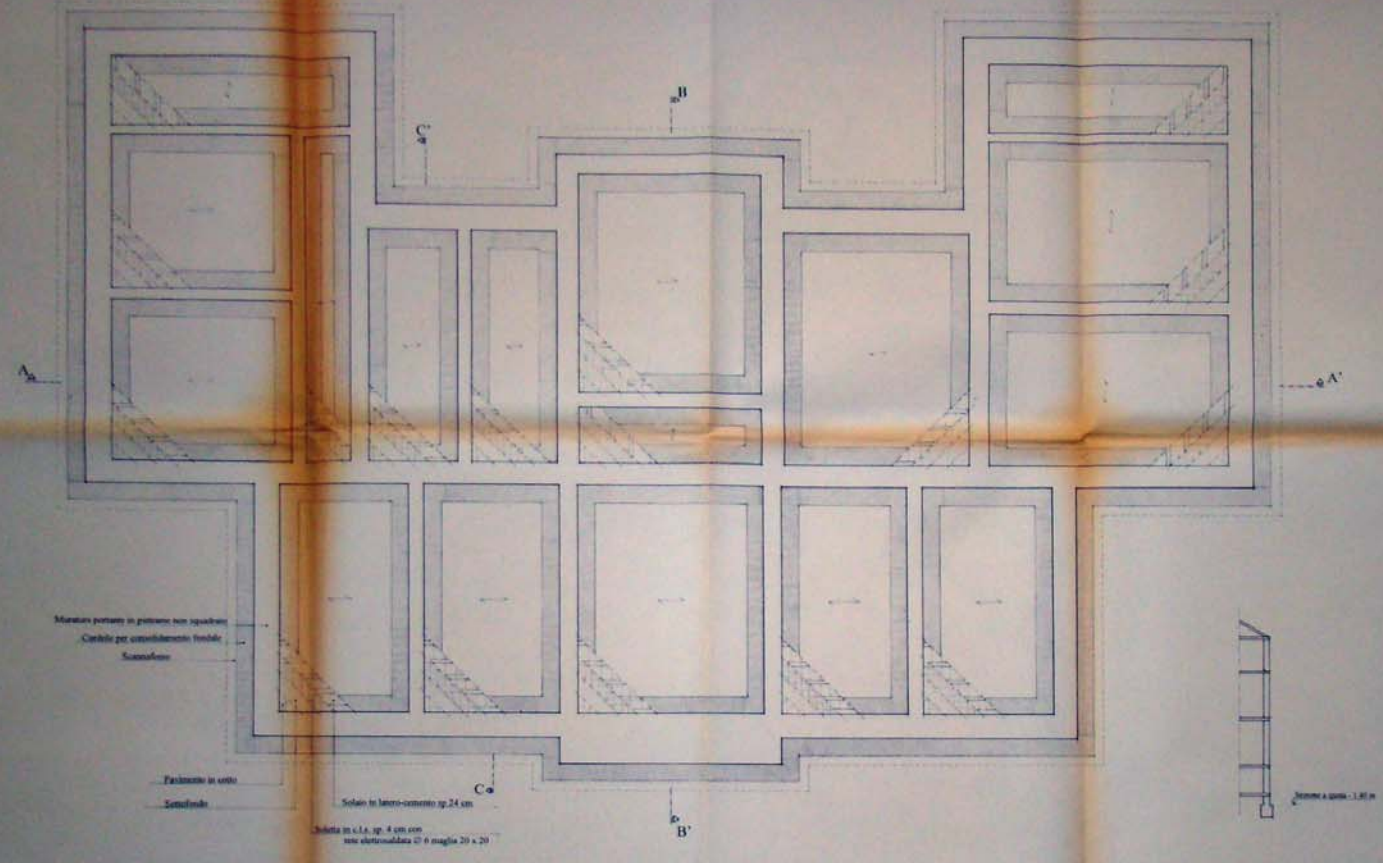
Pianta piano rialzato R. 1:50



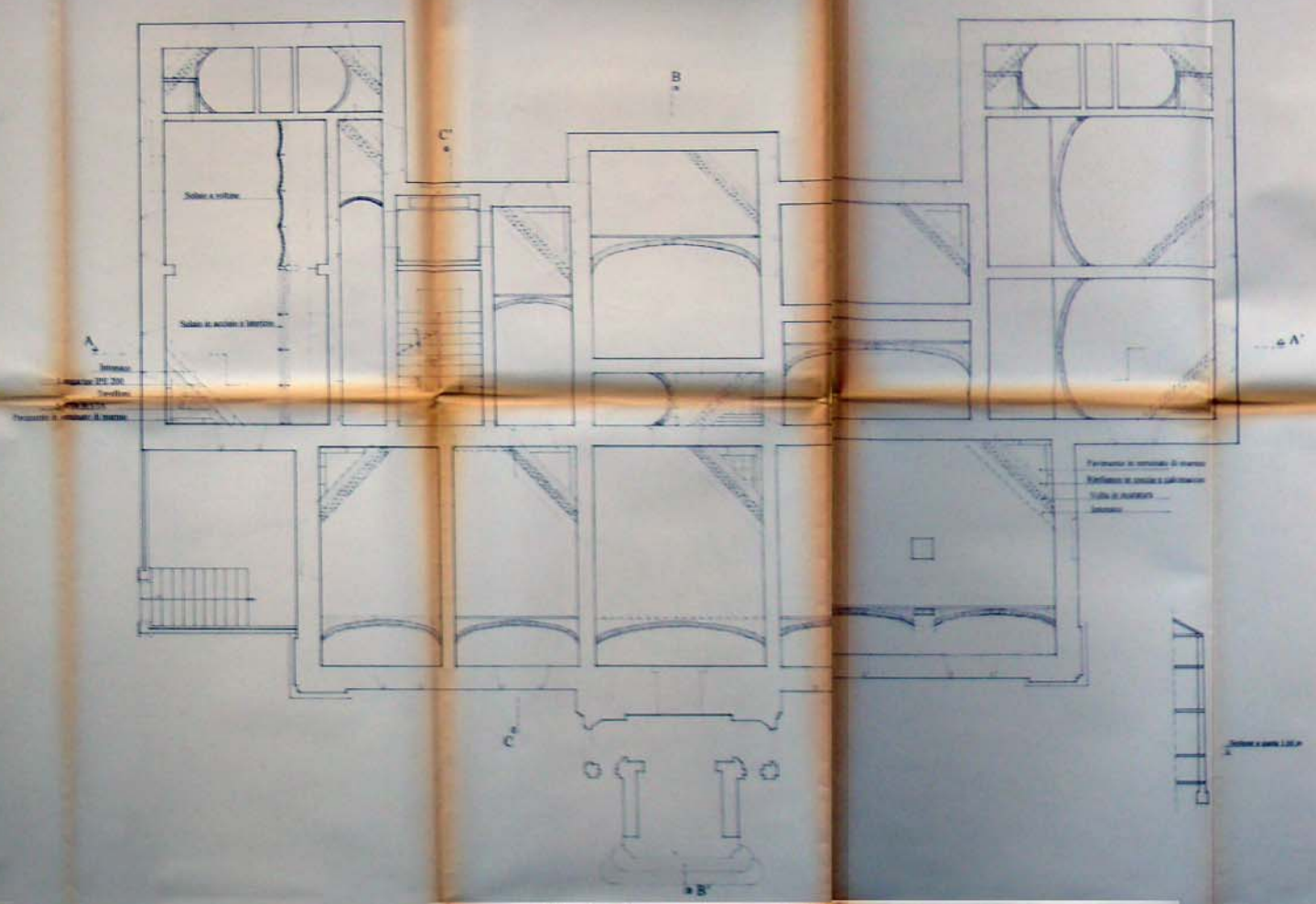
Pianta piano primo R. 150



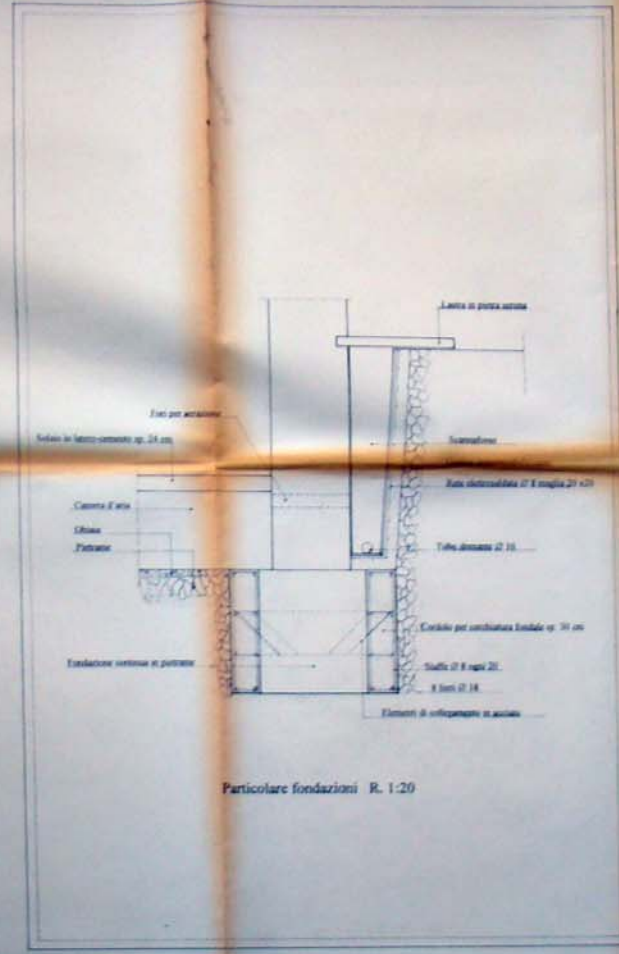
Pianta piano secondo R. 1:50



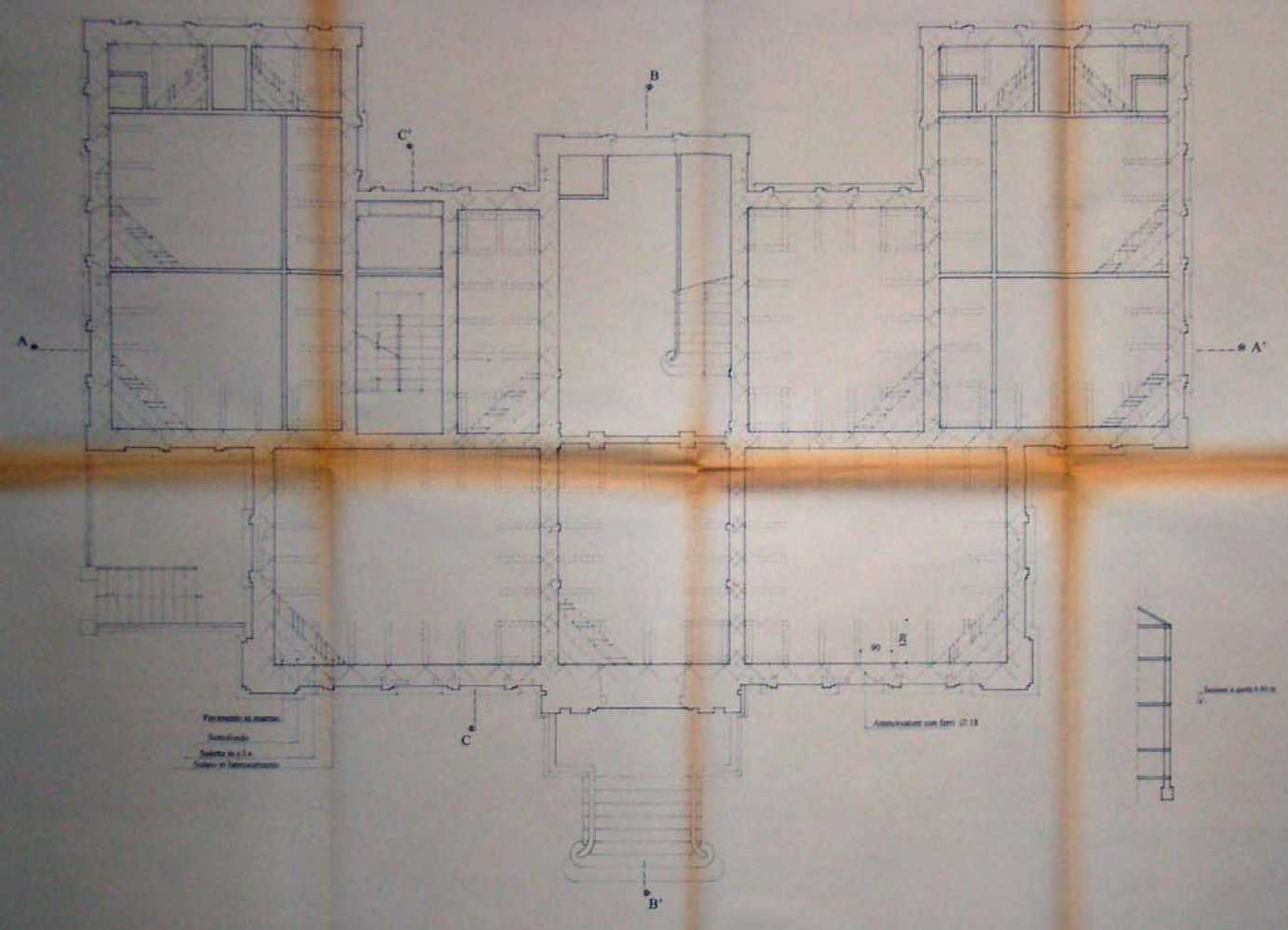
Pianta piano fondazioni R. 1:50
(Progetto strutturale)



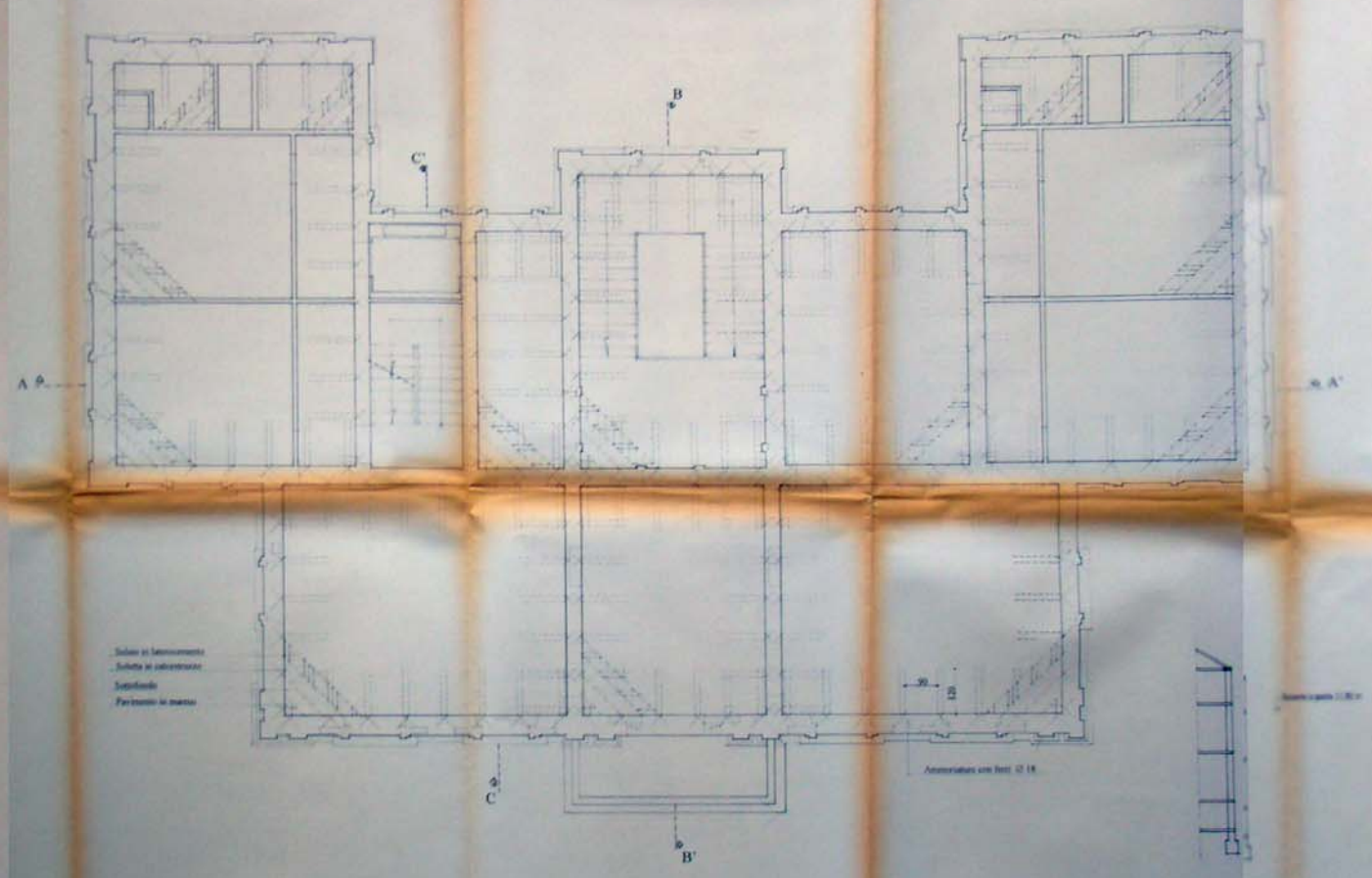
Pianta piano seminterrato R. 1:50
(Progetto strutturale)



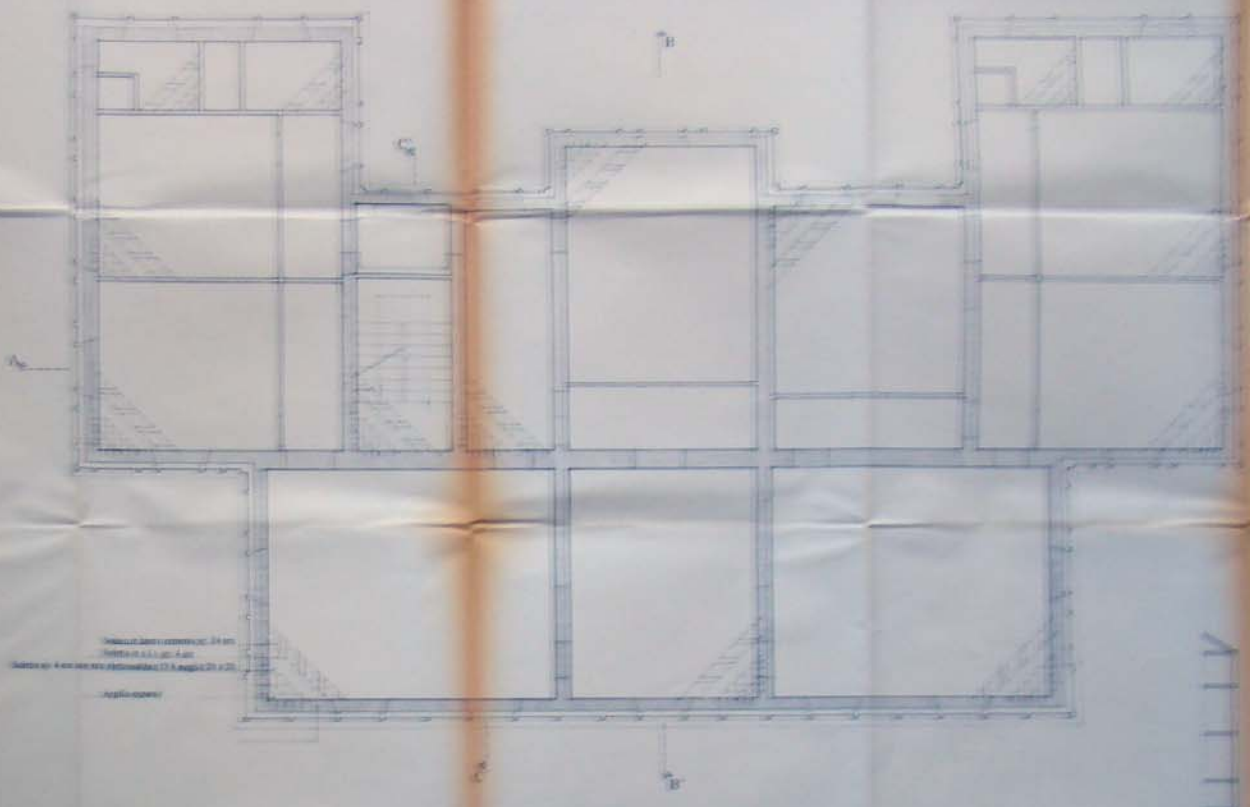
Particolare fondazioni R. 1:20



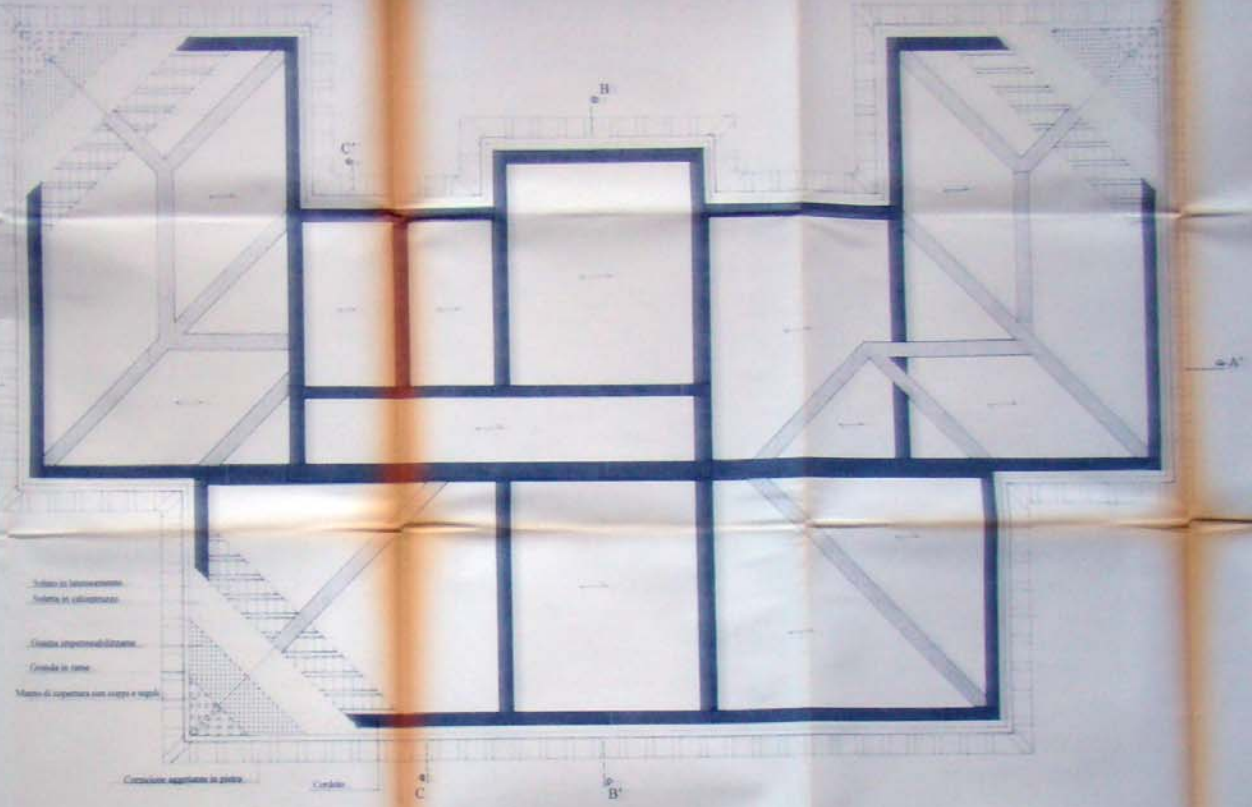
Pianta piano rialzato R. 1:50
(Progetto strutturale)



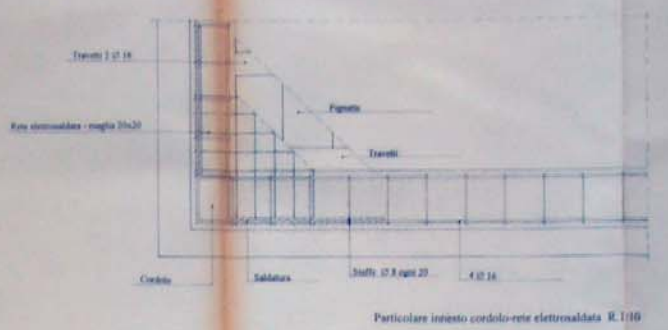
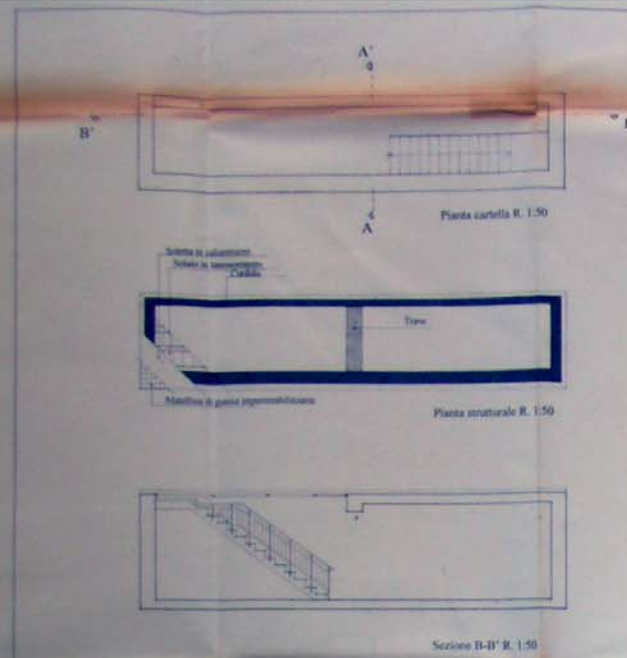
Pianta piano primo R. 1:50
(Progetto strutturale)



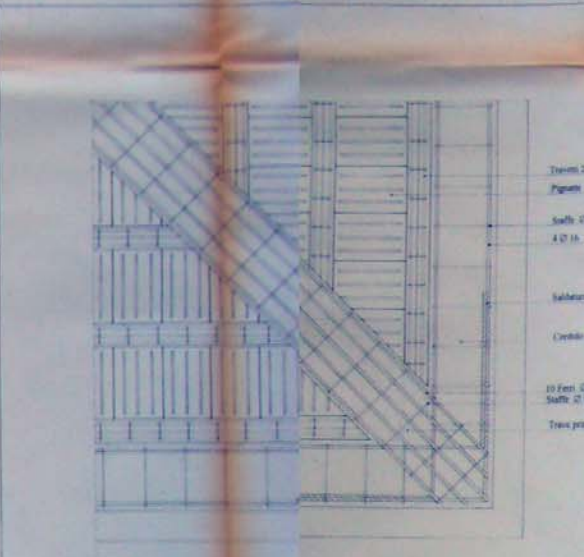
Pianta piano secondo R. 1:50
(Progetto strutturale)



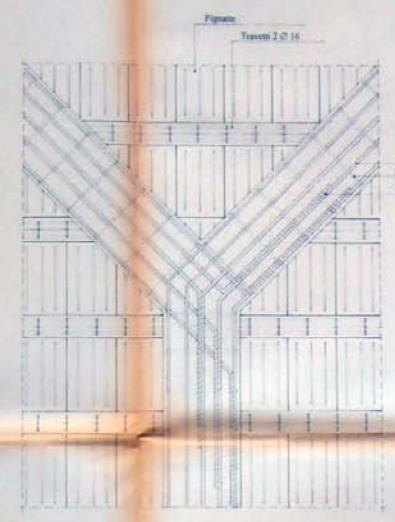
Pianta copertura R. 1:50
(Progetto strutturale)



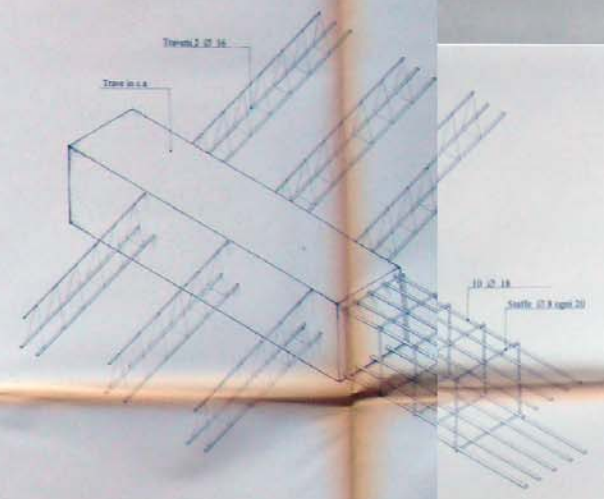
Particolare innesto cordolo-trave elettroalata R. 1:10



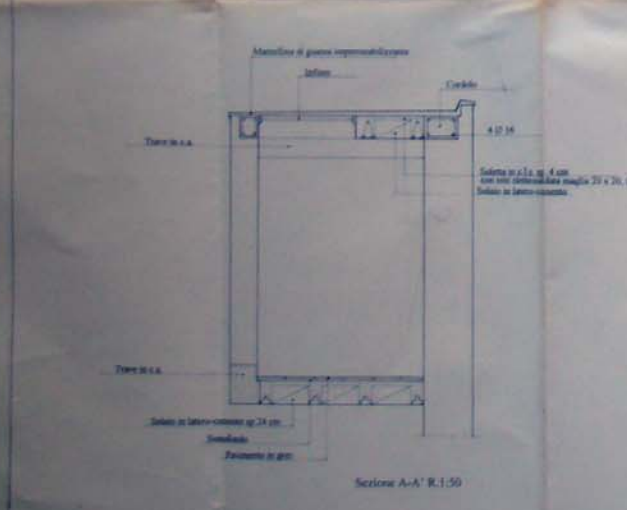
Particolare innesto trave-cordolo R. 1:10



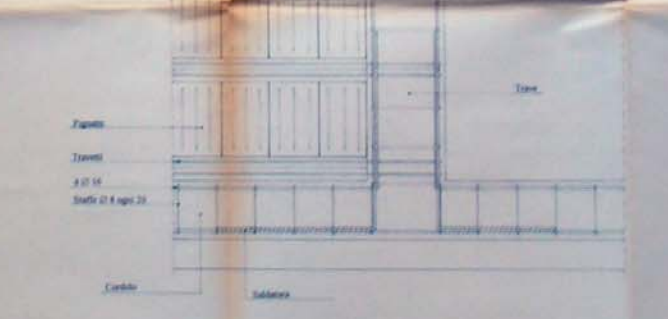
Particolare incrocio travi di copertura R. 1:10



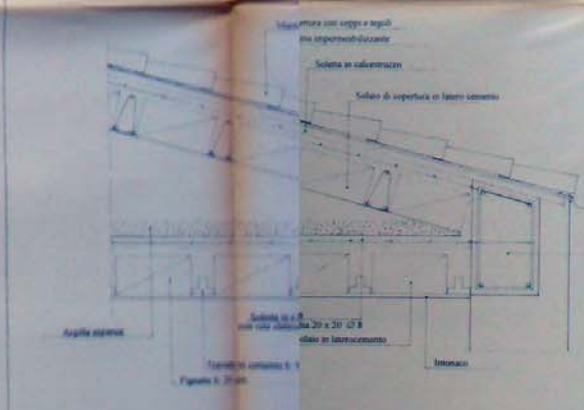
Asimmetria innesto trave principale-travetti R. 1:10



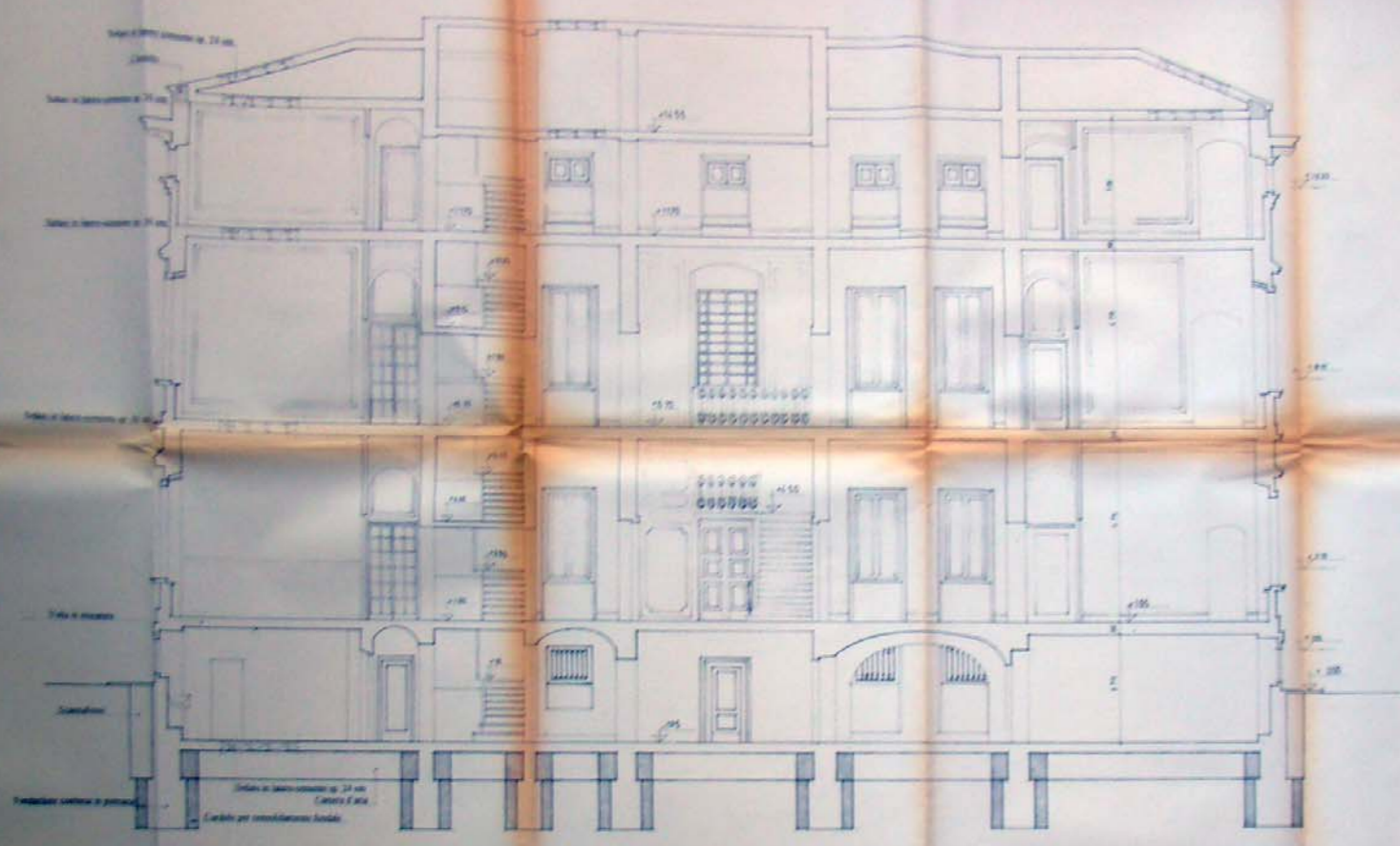
Sezione A-A' R. 1:50



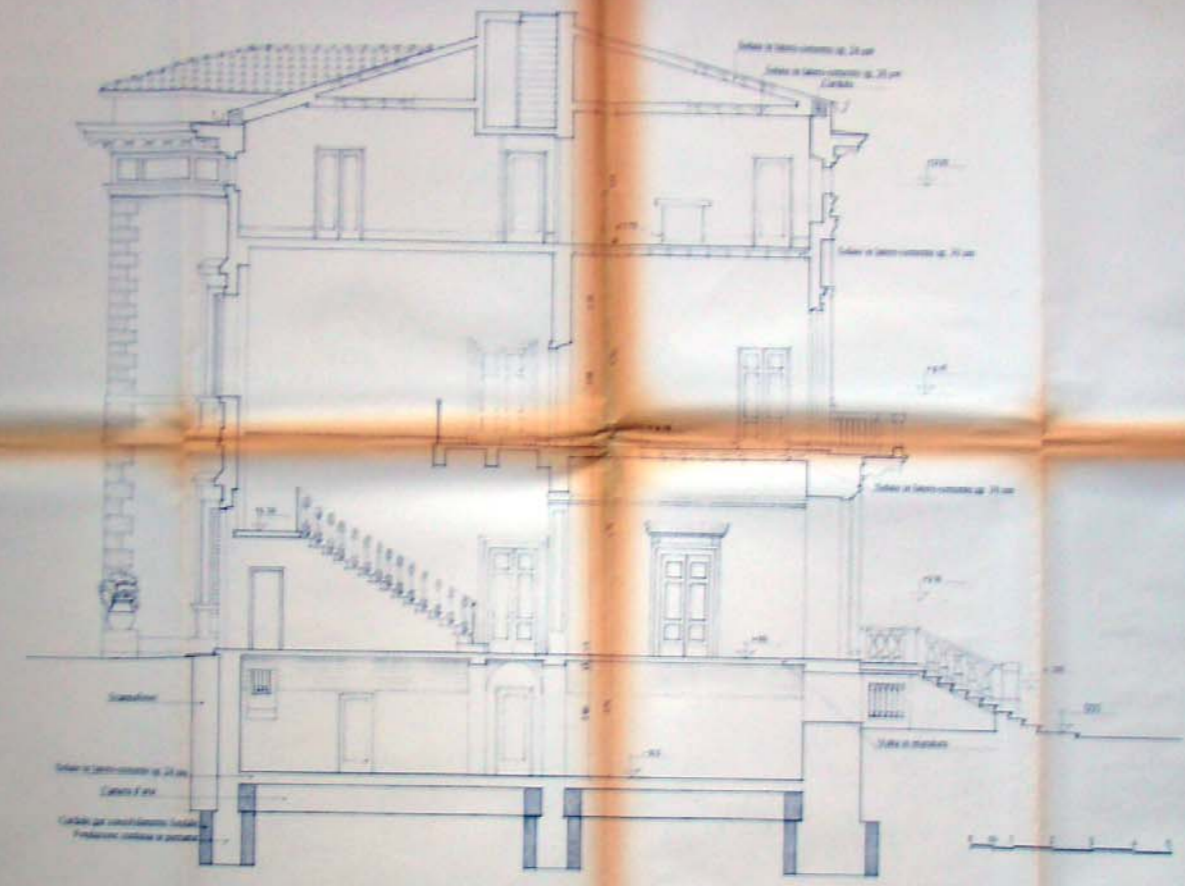
Particolare innesto trave-cordolo R. 1:10



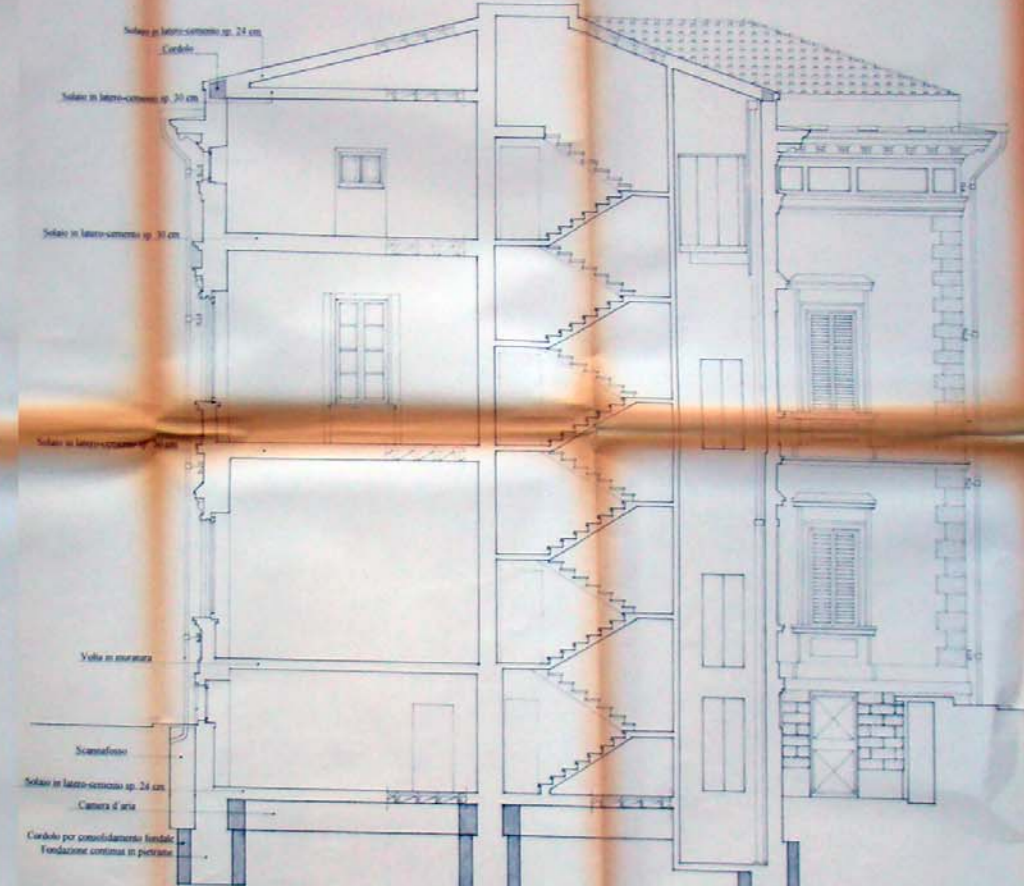
Sezione faldi R. 1:10



Sezione A - A' R. 1:50
(Progetto strutturale)



Sezione B - B' R. 1:50
(Progetto strutturale)



Sezione C - C' R. 1:50
(Progetto strutturale)

