

DISPENSE COSTRUZIONI A.2.2017/18 - C.A.T. FONDAZIONI -



TENSIONI AMMISSIBILI

Per le TENSIONI AMMISSIBILI studi la sezione in campo puramente elastico, cioè deformazioni lineari e tensioni interne lineari. In campo elastico vuol dire che la sezione si mantiene ben lontana dal campo plastico, dunque lontano da compromissioni strutturali quali fessurazioni, spaccature, striamenti dei tondini (in caso di c.a.).

Se però un sisma ti "spacca" la struttura, o la fessura o comunque in qualche modo la plasticizza non sai come si comporterà, in quanto non è stato considerato nella fase di progetto. E' facile immaginare che sicuramente si comporterà male in quanto quando si spacca a parità di carico le tensioni che si scambia l'elemento strutturale si trasmettono non più sulla sezione integra, ma su una sezione sicuramente minore in quanto danneggiata.

Siccome hai progettato secondo il criterio delle TA, dunque con sezione integra, bella intatta, è normale che in una situazione del genere vai a rischio crollo.

STATI LIMITI DI ESERCIZIO ED ULTIMI

Per lo SLU vai ben oltre l'elasticità lineare, arrivi infatti fino al limite del materiale stesso ovvero al limite della fase plastica, si dice cioè che hai il materiale in crisi (a rottura), supponiamo c.a..

Le deformazioni continueranno ancora ad essere in campo lineare, ma non più le tensioni interne in quanto si instaurano, una volta superato il punto di snervamento (cioè da quando comincia a plasticizzare il materiale), una serie di meccanismi che interrompono la linearità delle tensioni (fessurazione cls, striamento acciaio etc..).

Capisci da te che i 2 metodi hanno però una sostanziale differenza.

In caso di sisma stai infatti garantendo la funzionalità della struttura anche in campo plastico con lo SLU, in quanto stai effettivamente facendo il progetto considerando la sezione al limite estremo. Progettare con questo metodo richiede armatura e sezioni di cls maggiori (ricorda che la vuoi far funzionare "rotta" la sezione, ma ancora in piedi sia ben chiaro). Poi ci sarebbero una miriade di parentesi da aprire su ogni parola scritta ma è solo per spiegare in maniera semplicissima le differenze fra i 2 metodi di calcolo.

Ecco perchè da pochi anni (2009) la normativa prevede l'adozione dello SLU, rendendo di fatto l'intero territorio nazionale zona sismica.

CALCOLI STRUTTURALI

(Attenersi ai seguenti punti per la risoluzione di esercizi e strutture reali per studenti classe 5^AB CAT).

Riporto una serie di punti utili necessari per il **calcolo di un elemento strutturale**, una sorta di protocollo a cui attenersi per la **verifica ed il dimensionamento di ogni tipo di struttura** :

1. **individuare esattamente l'elemento strutturale nel contesto edilizio di appartenenza**, sfrondandolo degli aspetti secondari e concentrandosi sul corpo rigido che rappresenta: operazione questa a volte banale in quanto il corpo rigido in questione si riesce a leggerlo bene (come ad esempio la trave in legno di un solaio tradizionale oppure il pilastro in C.A. di un edificio intelaiato, ecc...); in altri casi invece l'elemento si legge con maggiore difficoltà: si pensi ad una soletta – gronda in cemento armato nel suo sviluppo, ma che per ragioni pratiche è conveniente prenderne in considerazione un suo piccolo tratto qualsiasi (in genere si prende un tratto unitario largo 1 metro); oppure ad esempio singolo travetto di un solaio Bausta che va isolato dagli altri travetti attigui;
2. **individuare come il mondo esterno sostiene il corpo rigido sopra individuato**: tutti i corpi sono collegati al mondo esterno attraverso un numero limitato di punti (sezioni): essi devono essere completamente individuati e stabilito quali sono i movimenti concessi dal vincolo al corpo e quali quelli vietati; in altre parole **va stabilita la condizione vincolare, ovvero schematizzati i carrelli, le cerniere e gli incastri eventuali**;

3. fare un'esatta analisi dei carichi agenti sul corpo rigido sopra individuato: determinare i carichi direttamente agenti il corpo e quelli che derivano da elementi secondari, che magari appoggiano sul nostro corpo d'esame;
4. **determinare le reazioni che i vincoli producono sul corpo** di conseguenza alle azioni direttamente agenti nel corpo (risoluzione della statica del corpo in genere attraverso **equazioni della statica**);
5. **determinazione delle caratteristiche di sollecitazione M, N, T (*momento flettente, sforzo normale e taglio*)** su tutte le sezioni del corpo (meglio se riportate in sintesi nei cosiddetti diagrammi di sollecitazione) in modo che sia poi più agevole determinare le sezioni con sollecitazione massima
6. individuare per ogni sollecitazione di momento flettente, sforzo normale e taglio la sezione in cui si verifica il massimo ed il suo valore massimo
7. verificare se la sezione è verificata sotto tale valore di sollecitazione, ovviamente l'esito dipende dalla forma della sezione, dalle dimensioni e dal tipo di materiale costituente il corpo rigido in esame.

Altamura /Settembre 2015 / per la 5°B ITG "Nervi"

Il docente

LA NORMATIVA TECNICA LE AZIONI SULLE COSTRUZIONI

1) I PRINCIPI BASE DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

2) ANALISI DEI CARICHI

- Esempio di analisi di carico elementare	SOLAIO DI CALPESTIO
- " " " "	SOLAIO DI COPERTURA
- " " " "	TOMPAGNO
- " " " "	TRAMEZZO

- ESEMPIO DI ANALISI DI CARICO PER EDIFICIO DI CIVILE ABITAZIONE

3) AZIONE DELLA NEVE

4) AZIONE DEL VENTO

1) I PRINCIPI BASE DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE LA NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'analisi e progettazione di un qualunque elemento strutturale è necessario procedere in più fasi come di seguito riportate:

- A) Individuazione dello schema statico
- B) Analisi dei carichi
- C) Riduzione dello schema statico con carichi (Reazioni vincolari)
- D) Determinazione delle caratteristiche di sollecitazione (N-M-T)
- E) Analisi tensionale con progetto e verifiche degli elementi strutturali

LA NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- LEGGE 5/11/1971 N. 1086

Norme per la disciplina delle opere in CA, in C.A.P. e a struttura metallica

- D.M. 9/1/1996 e 16/1/1996

- O.P.E.M. 3/5/2005 N. 3431 (Zonizzazione sismica)

- D.M. Infrastrutture e Trasporti 14/09/2005

- D.M. " " 14/01/2008

CIR. 617/2009 del CSLLP (circolare esplicativa)

- EUROCODICI da 1 a 9

Sin dal 1979 la CEE ha evidenziato la necessità di armonizzare le normative esistenti nei vari Paesi membri.

Supplementare per garantire un adeguato livello di sicurezza la normativa stabilisce i criteri per:

- 1) DETERMINARE I CARICHI
- 2) STABILIRE I PROCEDIMENTI DI CALCOLO
- 3) CONTROLLO DEI MATERIALI
- 4) METODI DI ESECUZIONE

Tensioni ammissibili (T.A.)
 Stati limite (SL)

6 La normativa tecnica

■ La normativa tecnica europea

Con l'Atto Unico Europeo entrato in vigore il 1° luglio 1987, la Comunità Europea ha deliberato l'adozione entro il 31 dicembre 1992, di misure finalizzate alla completa liberalizzazione del mercato interno dei Paesi membri, eliminando così le barriere fisiche, fiscali e tecniche che si oppongono alla libera circolazione di merci, servizi, persone e capitali.

Per il raggiungimento di queste finalità era però necessario armonizzare le varie leggi, decreti, norme e disposizioni esistenti negli Stati membri coinvolgendo tutta la normativa tecnica e anche quella relativa al settore delle costruzioni.

La CEE (Comunità Economica Europea) affidò al CEN (Comitato Europeo per la Normazione) il compito di rendere omogenee le norme stabilendo, con la Direttiva n. 89/106 del 21 dicembre 1988, quali dovevano essere i "requisiti essenziali" delle costruzioni per quanto concerne i prodotti, le prestazioni e la sicurezza, aspetti questi che sono influenzati, anche in modo determinante, dai procedimenti di calcolo.

Già nel 1976 si era visto che l'unico modo possibile era quello di istituire regole di calcolo comuni, anche se con valori numerici dei coefficienti diversi, in relazione alle caratteristiche dei vari Paesi.

Varie associazioni tecnico-scientifiche internazionali operavano già da anni per la stesura di una Collana di Codici dal titolo: «Sistema internazionale di regolamenti tecnici unificati per le strutture». Questo lavoro risultò subito prezioso per la preparazione di regolamenti comunitari, per cui la CEE, nel 1979, affidò a un gruppo di specialisti appartenenti a queste associazioni l'incarico di preparare le bozze di Codici Europei, definiti **Eurocodici (EC)**, allargando il campo di studio a tutti i settori delle costruzioni. Gli argomenti trattati dagli Eurocodici sono i seguenti:

- Eurocodice 1** – Basi della progettazione e azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture di acciaio.
- Eurocodice 4** – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- Eurocodice 5** – Progettazione delle strutture di legno.
- Eurocodice 6** – Progettazione delle strutture in muratura.
- Eurocodice 7** – Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8** – Regole progettuali per le strutture antisismiche.
- Eurocodice 9** – Progettazione delle strutture di alluminio.

L'Eurocodice 1 ha la funzione di supporto ai successivi Eurocodici, detti EC strutturali; ciascun Eurocodice ha una o più appendici che riguardano la fatica delle strutture, la progettazione di prototipi sperimentali e la resistenza al fuoco.

Gli Eurocodici sono destinati in un primo tempo ad affiancarsi ai vari regolamenti nazionali, in attesa che dall'applicazione pratica e dal confronto reciproco derivi quel riaggiustamento necessario all'adozione di una normativa comune.

Nel contempo le consuetudini locali relative a metodi di calcolo, regole di progettazione, scelta e controllo dei materiali si confronteranno fra loro, dando luogo a selezioni, modifiche e adeguamenti.

Relativamente alle norme di riferimento per materiali e componenti, sono in preparazione le Norme CEN; nel frattempo valgono le Appendici provvisorie allegate agli Eurocodici, oppure le norme internazionali o nazionali disponibili.

Le norme contenute negli Eurocodici hanno le seguenti caratteristiche:

- sono *consensuali*, ossia la loro applicazione non è obbligatoria;
- sono *prestazionali*, per cui, stabilite le esigenze fissate dalla Direttiva, forniscono i criteri per il loro soddisfacimento.

Gli Eurocodici strutturali devono soddisfare alle esigenze di resistenza meccanica e di stabilità; questo si ottiene con il rispetto delle regole di progettazione, costruzione e manutenzione contenute negli EC e dalla concezione strutturale che deve evitare, o almeno rendere minimi, i rischi di collasso.

È da precisare che gli Eurocodici prevedono come sistema di calcolo il metodo agli stati limite per il progetto delle strutture.

Gli EC strutturali sono articolati in *Principi* e in *Regole di applicazione*.

I *Principi* comprendono assiomi (principi per i quali non necessita la dimostrazione), definizioni di carattere generale, esigenze e criteri qualitativi di soddisfacimento, tali però da non precludere l'applicazione di nuove tecnologie o la progettazione di strutture non tradizionali, ma non sono derogabili.

Le *Regole di applicazione* sono strumenti operativi e regole pratiche di calcolo: contengono valori numerici di coefficienti di sicurezza e alcuni parametri forniti come proposta, in quanto dovranno essere fissati dagli Stati membri, ai quali è lasciata la responsabilità della sicurezza.

Queste *Regole di applicazione* non sono vincolanti, e il progettista può usare altre regole, purché fornisca la giustificazione che queste sono in accordo con i *Principi* e che le "esigenze" che con queste si ottengono sono almeno equivalenti a quelle che si sarebbero ottenute applicando le regole dell'EC.

Gli Eurocodici forniscono criteri per il raggiungimento di determinati fini, ma appunto perché non vincolanti, impegnano il progettista e l'esecutore a una scelta più attenta e più oculata sia dei parametri di progettazione e di calcolo, sia degli elementi da porsi in opera.

Questo comporta l'esigenza di una preparazione culturale più valida, formata di comprensione e di approfondimento dei concetti di base e rifiuto della pura nozione.

■ La normativa tecnica italiana

Le azioni permanenti e variabili che possono agire su una costruzione sono di varia natura e la loro intensità minima è riportata sulla normativa; si è detto minima in quanto, ad esempio, per alcune destinazioni d'uso di fabbricati o di una loro porzione, quali autorimesse, archivi, biblioteche, magazzini ecc., data la varietà di veicoli o di materiali o della loro dislocazione, è necessario di volta in volta procedere a una valutazione del carico di esercizio.

Le norme che interessano il settore delle costruzioni erano, fino a poco tempo fa, distribuite in numerose leggi e decreti, cosa che rendeva piuttosto difficoltosa l'opera del progettista; solo di recente si è provveduto a un aggiornamento e a un accorpamento delle varie normative.

Dopo un lungo e laborioso iter burocratico e tecnico, è stato emanato il D.M. 14 gennaio 2008, pubblicato sulla G.U. del 4 febbraio 2008, con il quale sono state finalmente approvate le *Norme tecniche per le Costruzioni (N.T.C.)*, che raggruppano in un testo unico tutte le norme, prima sparse in numerose leggi e decreti; il testo è stato redatto con una impostazione prestazionale, come la normativa europea, nel senso che privilegia gli obiettivi da raggiungere, a differenza delle normative precedenti che contenevano regole da osservare in modo obbligatorio.

Questo concetto è messo in evidenza dal fatto che nel testo unico vengono indicate le disposizioni in esso contenute come strumento avente forza di legge, ma cita come eventuali e possibili *Riferimenti tecnici* gli Eurocodici e altre norme di comprovata affidabilità, come a esempio le norme C.N.R.

Le N.T.C. 2008 sono quelle alle quali, salvo diversa indicazione, verrà sempre fatto riferimento principale e sono così articolate:

- Capitolo 1: *Oggetto*
- Capitolo 2: *Sicurezza e prestazioni attese*
- Capitolo 3: *Azioni sulle costruzioni*, relative a opere civili e industriali, azione sismica, azioni del vento, della neve, della temperatura ed eccezionali.
- Capitolo 4: *Costruzioni civili e industriali*, costruzioni in cemento armato, in acciaio, in legno, in muratura e in altri materiali.
- Capitolo 5: *Ponti, carichi e criteri di progettazione*.
- Capitolo 6: *Progettazione geotecnica*, opere di sostegno e di consolidamento dei terreni.
- Capitolo 7: *Progettazione per azioni sismiche*, valutazione dell'azione e criteri di progettazione.
- Capitolo 8: *Costruzioni esistenti*, criteri tecnici per il rafforzamento e la ristrutturazione con interventi strutturali di costruzioni esistenti.
- Capitolo 9: *Collaudo statico*.
- Capitolo 10: *Redazione dei progetti esecutivi e delle relazioni di calcolo*.
- Capitolo 11: *Materiali e prodotti per uso strutturale*, calcestruzzo, acciaio, legno, muratura portante.
- Capitolo 12: *Riferimenti tecnici*.

2) ANALISI DEI CARICHI

Per individuare le azioni sulle costruzioni è indispensabile procedere all'analisi dei carichi verticali nel rispetto di quanto previsto dalla **NORMATIVA TECNICA (Capitolo 3)**.

CARICHI VERTICALI $\begin{cases} \text{PERMANENTI} \\ \text{VARIABILI (di esercizio)} \end{cases}$

CARICHI PERMANENTI

Si definiscono carichi permanenti quelli che agiscono sugli elementi strutturali in modo continuo perché non rimovibili.

Tali carichi possono essere di 2 tipi:

G_1 = pesi propri delle strutture

G_2 = pesi propri delle opere di complemento compreso impianti

CARICHI VARIABILI

Tali carichi dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera e sono riportati nella Normativa

ALTRE AZIONI SULLE COSTRUZIONI

- NEVE
- VENTO
- AZIONE SISMICA
- TEMPERATURA (Variazioni Termiche)
- INCENDIO
- ESPLOSIONI
- URTI

3) I CARICHI PERMANENTI E VARIABILI

Sulla base dei carichi permanenti determinati dalla normativa si procede all'analisi dei carichi

- ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARE

Tale tipo di analisi permette di determinare i pesi unitari dei vari componenti costitutivi

- peso tramezzari a mq
- peso Pom-pagni a mq
- peso solai a mq

- ANALISI DI CARICO PER AREE DI INFLUENZA

Sulla base delle analisi di carico elementari si procede alla determinazione dei carichi dei vari elementi strutturali tenendo conto anche dei carichi variabili.

Tale analisi può essere effettuata in modo semplificato adottando il metodo per aree di influenza.

3.1.3.1 Elementi divisori interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Tabella 3.1.I - *Pesi dell'unità di volume dei principali materiali strutturali*

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 + 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 + 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 + 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 + 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

3.1.4 CARICHI VARIABILI

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²],
- carichi verticali concentrati Q_k [kN].

- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k sono riportati nella Tab. 3.1.II. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di risonanza delle strutture.

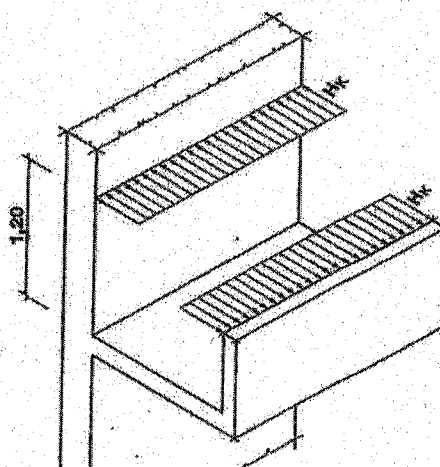
I carichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 secondo categoria di appartenenza —	1,20 —	1,00 —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

carichi variabili orizzontali lineari H_k (in kN/m): non devono essere sommati ai carichi utilizzati per le verifiche dell'edificio nel suo insieme, ma devono essere applicati solo per verifiche locali relative a elementi bidimensionali, ossia a [fig. 3]:

- tramezzi, parapetti e tamponamenti esterni applicati all'altezza $h = 1,20$ m dal piano di calpestio;
- parapetti e mancorrenti alla quota del bordo superiore.



Allo scopo di conoscere il metodo da seguire per la determinazione dei pesi unitari di alcune opere finite, particolarmente importante quando vengono redatti i computi metrici, negli esercizi proposti qui di seguito vengono effettuate alcune analisi dei carichi impiegando i pesi degli elementi costruttivi riportati sulla normativa e utilizzando anche dati ricavati dai manuali tecnici. Nella tabella 2 sono riportati i pesi unitari di alcuni elementi costruttivi.

Tabella 2. Pesi di elementi costruttivi

ELEMENTO COSTRUTTIVO	PESO DELL'UNITÀ DI VOLUME O DI SUPERFICIE
Manti di copertura	
Manto impermeabilizzante di asfalto o simile	0,30 kN/m ²
Manto impermeabilizzante prefabbricato con strati bituminosi di feltro, di vetro o simili	0,10 kN/m ²
Tegole marlate (embrici o coppi)	0,60 kN/m ²
Sottotegole di tavelloni (spessore 3-4 cm)	0,35 kN/m ²
Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0,12 kN/m ²
Lamiere di alluminio ondulate o nervate	0,05 kN/m ²
Lastre traslucide di resina artificiale, ondulate o nervate	0,10 kN/m ²
Murature	
Intonaco (spessore 1,5 cm)	0,30 kN/m ²
Muratura di mattoni pieni	18,00 kN/m ³
Muratura di mattoni semipieni	16,00 kN/m ³
Muratura di mattoni forati	11,00 kN/m ³
Muratura di pietrame e malta	22,00 kN/m ³
Muratura di pietrame listato	21,00 kN/m ³
Muratura di blocchi forati di calcestruzzo	12,00 kN/m ³
Pavimenti (escluso sottotelaio)	
Gomma, linoleum o simili	0,10 kN/m ²
Legno	0,25 kN/m ²
Laterizio o ceramica o grès o graniglia (spessore 2 cm)	0,40 kN/m ²
Marmo (spessore 3 cm)	0,80 kN/m ²
Pavimenti	
Normale (3 mm)	0,075 kN/m ²
Forte (4 mm)	0,10 kN/m ²
Spesso (5 mm)	0,125 kN/m ²
Spesso (6 mm)	0,15 kN/m ²
Retinato (8 mm)	0,20 kN/m ²

9/7

ANALISI DI CARICO ELEMENTARE

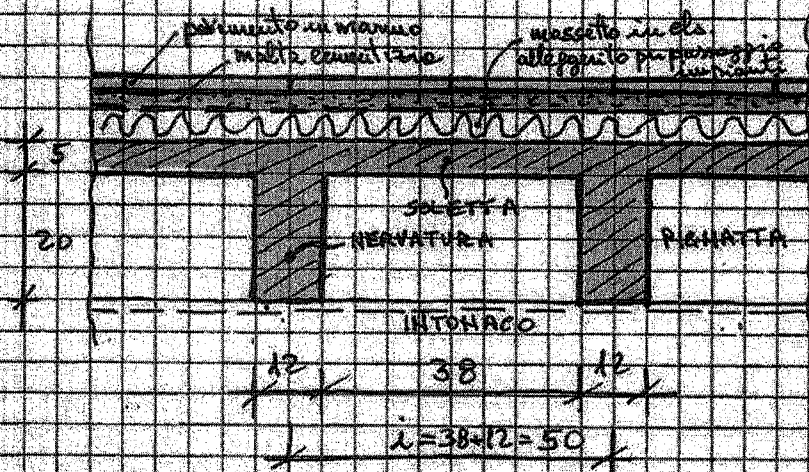
- 1) SOLAIO DI CALPESTIO
- 2) " " COPERTURA
- 3) TOMPA CNO
- 4) TRAMEZZO

1) SOLAIO DI CALPESTIO ($H=20+5=25\text{ cm}$; $\lambda=38+12=50\text{ cm}$)

- pavimento in masso (3 cm di spessore)		=	80	Kg/mq
- sottofondo (malta cementizia)	$1 \times 1 \times 0,02 \times 2100$	=	45	"
- massetto in cls. alleggerito	$1 \times 1 \times 0,05 \times 1400$	=	70	"
- soletta in cls.	$1 \times 1 \times 0,05 \times 2500$	=	125	"
- nervatura in cls.	$2 \times (0,12 \times 0,20 \times 1,00) \times 2500$	=	120	"
- pignatta di alleggerimento	$2 \times (0,38 \times 0,20 \times 1,00) \times 600$	=	90	"
- intonaco all'interno		=	30	"
- incidenza tramezzi		=	160	"

335
Kg/mqTOT. $g = 720\text{ Kg/mq}$
(CARICO PERMANENTE)

$$H=20+5=25\text{ cm}$$

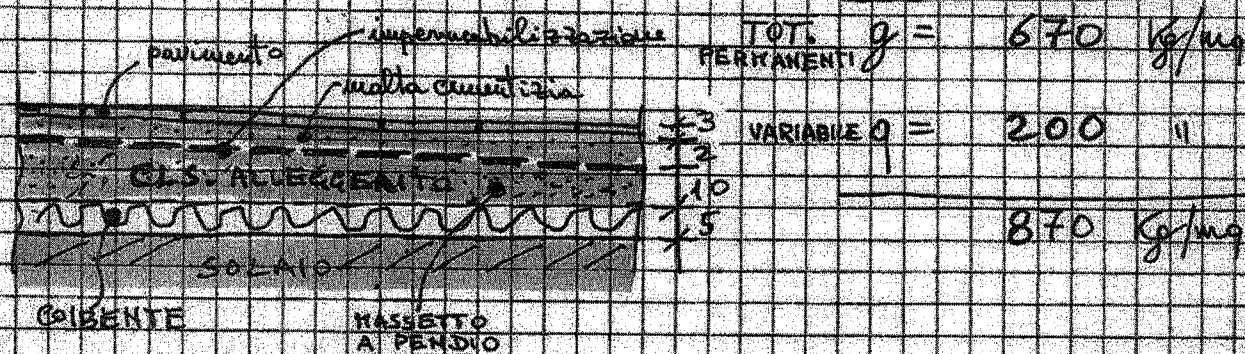
CARICO VARIABILE $q = 200\text{ Kg/mq}$ CARICO TOTALE $g+q = 720+200 = 920\text{ Kg/mq}$ 

Per i BALCONI il carico variabile da assumere $q = 400 \text{ kg/m}^2$
 ma si riduce il carico permanente per l'essenza della incidenza
 Transmissi per cui risulta:

$$\text{CARICO TOTALE} = g + q = 560 + 400 = 960 \text{ kg/m}^2$$

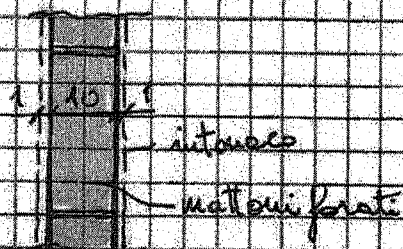
2) SOLAIO DI COPERTURA (PRATICABILE) ($H = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$; $n = 38 + 12 = 50 \text{ cm}$)

- pavimento	=	80	kg/m ²
- sottopavimento	=	45	"
- impermeabilizzazione	=	30	"
- massetto a pendio $1 \times 1 \times 0,10 \times 1400$	=	140	"
- isolante termico con barriera al vapore	=	10	"
- p.p. solaio	=	335	"
- intonaco	=	30	"



$$\text{CARICO TOTALE} \quad g + q = 670 + 200 = 870 \text{ kg/m}^2$$

4) TRAMEZZO IN LATERIZIO (Analisi di carico a mq)



- p.p. muratura		=	70 Kg/mq
- intonaco	2 x 30	=	60 "
TOT.		=	130 Kg/mq

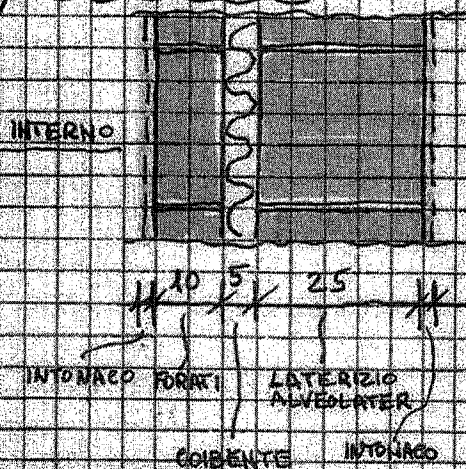
H = 2,70 mt (altezza tramezzi)

Il peso proprio delle pareti divisorie grava sugli orizzontamenti (slab) con un carico "G₂" ragguagliato a un carico ripartito uniforme che dipende dal peso "G₂" delle pareti per unità di lunghezza

$$G_2 = 130 \times 2,70 = 350 \text{ Kg/ml}$$

per $300 < G_2 < 400$ si assume $G_2 = 160 \text{ Kg/m}^2$

3) TOPPAGNO (Analisi di carico a mq)



- intonaco interno		=	30 Kg/mq
- mattoni forati		=	70 "
- coibente	1x1x0,05x100	=	5 "
- termolaterizio		=	220 "
- intonaco esterno		=	30 "

$$\text{TOT. } G = 355 \text{ Kg/mq}$$

Per un toppagno H = 2,70 m risulta $G_1 = 355 \times 2,70 = 960 \text{ Kg/ml}$

Per le pareti finestrate si può assumere una riduzione del 30%

Per definitiva si può assumere $\Rightarrow$ $\begin{matrix} 1000 \text{ Kg/m}^2 & \text{TOPPAGNI E ECHI} \\ 700 \text{ "} & \text{TOPPAGNI FINESTRATI} \end{matrix}$

12/7

MURATURE PER TOMPACNI (ALVEOLATER)

<u>SPESSORE</u>	<u>ALTEZZA</u>	<u>LUNGHEZZA</u>	<u>PESO SPECIFICO</u>	<u>PESO MURATURA IN OPERA</u>
25	25	30	880 Kg/m ³	220 Kg/m ²
30	25	25	900 "	270 "
35	25	20	950 "	330 "

MURATURE PER TRAME 221 (FORATI IN LATERIZIO)

10	25	25	700	70 Kg/m ²
12,5	25	25	660	90 "
15	25	25	630	100 "
20	25	25	600	120 "

PIGNATTE PER SOLAI IN LATERIZIO (38x20x25)

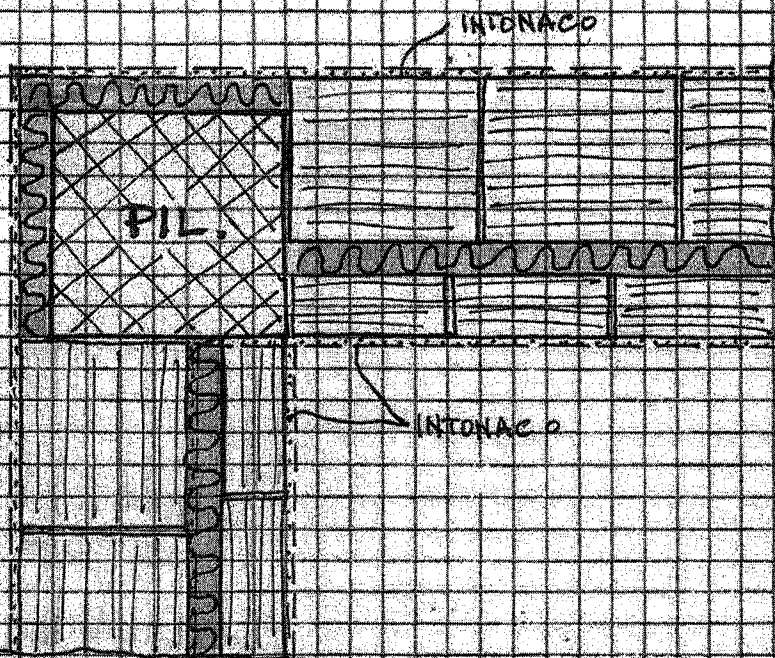
peso specifico apparente 600 Kg/m³

I valori riportati sono stati ricavati dalle schede tecniche dei materiali, in alternativa a quanto prescritto dalla NORMATIVA.

13/7

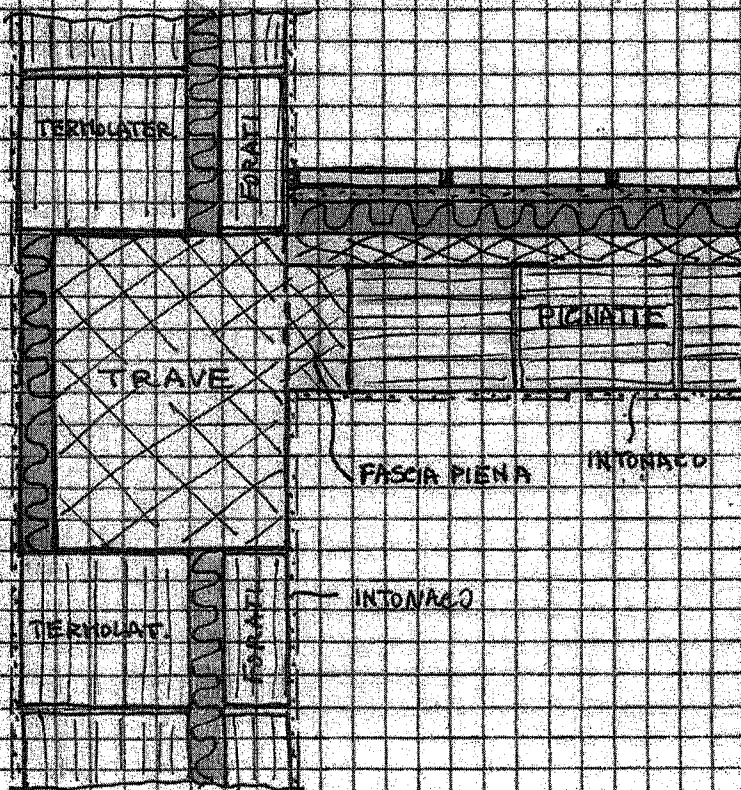
SEZIONI TIPO

ORIZZONTALE



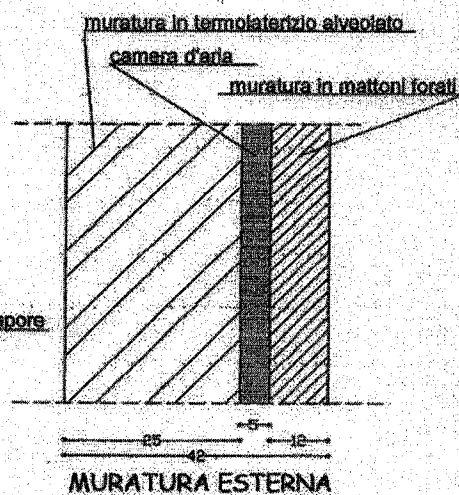
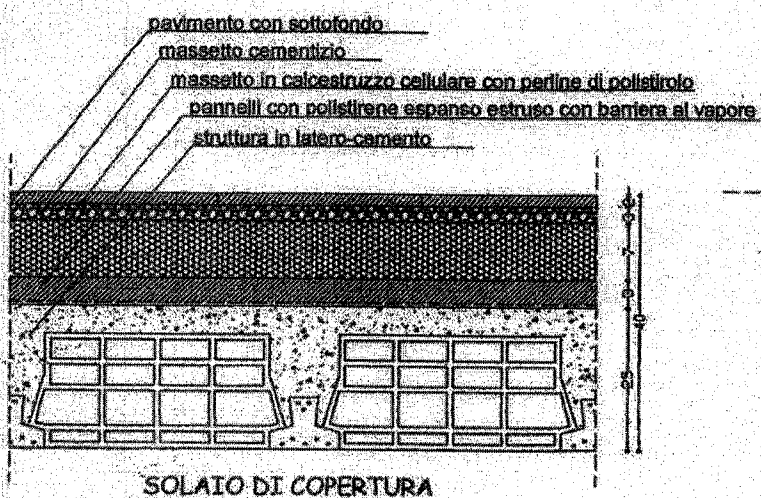
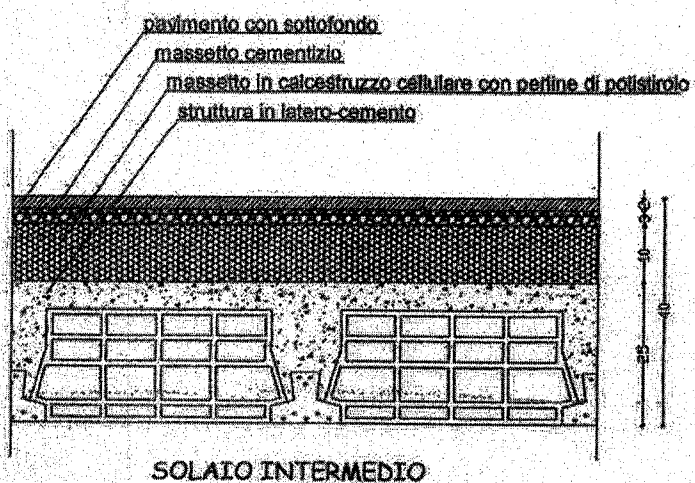
25	LATERIZIO ALVEOLATER	40
5	COIBENTE	
10	FORATI	

VERTICALE



3	PAVIMENTO	
2	MAUTA	
5	MASSETTO ALLEGGERITO	
5	SOLETTA	35
20	PIGNATTE	

H. netto = 2,70 mt



ESEMPIO DI ANALISI DEI CARICHI

L'esempio si riferisce ad un edificio per civile abitazione che si sviluppa per N.5 IMBALCATI fuori terra compresa la copertura. Dal punto di vista tecnologico si suppone di adottare le soluzioni riportate a pag. 9-10-11.

Preliminarmente quindi si effettuano le analisi di carico elementari relative ai vari componenti costruttivi che nel caso in esame risultano:

- TRAMEZZI 130 daN/mq

incidenza tramezzi $g_2 = 160$ daN/mq

- TOMPAGNI 355 daN/mq

Tompagni ciechi 1000 daN/mq

Tompagni finestrate 700 "

- SOLAIO DI CALPESTIO

$g = 720$ daN/mq

$q = 200$ "

Carico totale = 920 daN/mq

- BALEONI

$g = 560$ daN/mq

$q = 400$ "

Carico totale = 960 daN/mq

- SOLAIO DI COPERTURA

$g = 670$ daN/mq

$q = 200$ "

Carico totale = 870 daN/mq

Dovendo procedere ad un'analisi dei carichi senza l'ausilio di SOFTWARE è opportuno riportare i risultati dei calcoli in apposite Tabelle riepilogative:

TABELLA 1 Analisi dei carichi a ul di Trave

TABELLA 2 Carichi sui pilastri per impalcato

TABELLA 3 Carichi sui pilastri per TESA

Ovviamente prima di procedere all'analisi dei carichi è opportuno definire le CARPENTERIE dei vari impalcati.

Nel caso in esame supponiamo che tutti gli impalcati abbiano la stessa carpenteria uniformando il piano di copertura al piano Tipo.

L'analisi si limiterà ai pilastri 1-2-7-8-13-14 fermo restando che andrebbe estesa a tutti gli altri elementi strutturali.

TABELLA 1

Si determinano i p.p. delle Travi assumendo un peso specifico del calcestruzzo armato $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$

Trave	35x50	p.p. =	$0,35 \times 0,50 \times 1,00 \times 2500 = 440 \text{ daN/m}$
"	95x25	" =	$0,95 \times 0,25 \times 1,00 \times 2500 = 600 \text{ "}$
"	50x25	" =	$0,50 \times 0,25 \times 1,00 \times 2500 = 320 \text{ "}$

Si determinano quindi gli scarichi e ml di trave dei solai compresi i balconi -

Le travi del Telaio centrale accoglieranno due campate di solaio per cui se indichiamo con " l_1 " e " l_2 " le luci delle 2 campate lo scarico su trave sarà dato dalla seguente espressione:

$$q/ml = \bar{q} \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} \right)$$

dove " $\bar{q}$ " rappresenta il carico totale a mq di solaio.

Nel caso in esame risultano:

$$\bar{q} = 920 \text{ da N/mq}$$

$$l_1 = 4,70 \text{ m} \quad l_2 = 5,45 \text{ m}$$

$$q/ml = 920 (2,35 + 2,725) = 4670 \text{ da N/m}$$

Le travi dei Telai laterali accoglieranno una sola campata di solaio e in alcune zone anche i balconi, per cui se indichiamo con " l_s " la luce del solaio e con " l_b " la luce del balcone a sbalzo lo scarico su trave sarà dato dalle seguenti espressioni:

$$q/ml = \bar{q}_s \frac{l_s}{2} \quad (\text{in assenza di balcone})$$

$$q/ml = \bar{q}_s \frac{l_s}{2} + \bar{q}_b l_b \quad (\text{in presenza di balcone})$$

Nel caso in esame risultano:

$$\bar{q}_s = 920 \text{ da N/mq}$$

$$\bar{q}_b = 960 \text{ "}$$

Trave 1-2

$$q/m = 920 \times \frac{4,70}{2} = 2170 \text{ da N/m}$$

Trave 2-3

$$q/m = 920 \times \frac{4,70}{2} + 960 \times 2,00 = 4090 \text{ da N/m}$$

Trave 13-14

$$q/m = 920 \times \frac{5,45}{2} = 2510 \text{ da N/m}$$

Trave 14-15

$$q/m = 920 \times \frac{5,45}{2} + 960 \times 1,50 = 3950 \text{ da N/m}$$

Determinati i carichi a ml su Trave dovuti ai vari componenti si calcola il q_{tot}/m :

$$q_{tot}/m = p.p. + \text{soffitto} + \text{balcone} + \text{tampagno}$$

La tabella 1 si completa con il calcolo dello scarico della Trave sui pilastri e cui risulta collegato:

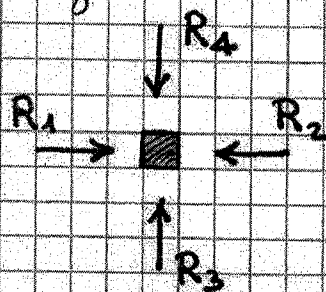
$$R = q_{tot} \times \frac{l}{2}$$

Ad esempio per la Trave 1-2 risulta:

$$R = 2170 \times \frac{4,70}{2} = 6950 \text{ da N}$$

TABELLA 2

Nella Tabella 2 si riportano per ogni singolo pilastro e relativamente ad ogni singolo impalcato gli scarichi "R" delle travi che gravano sul pilastro in esame



I valori di R_i si ricavano dalla Tabella 1

Ad esempio se si considera il pilastro "2" risultano:

$$R_1 = 6950$$

$$R_2 = 11770$$

$$R_3 = \text{---}$$

$$R_4 = 750$$

Agli scarichi delle travi occorre aggiungere il p.p. del pilastro per ogni singola trave.

Nel caso in esame l'interpiano risulta pari a:

$$H_i = 2,70 + 0,40 = 3,10 \text{ mt}$$

$\swarrow$ altezza netta $\searrow$ spessore complessivo

per cui ipotizzando un pilastro tipo con dimensioni in sezione pari a 35×35 cm il p.p. pilastro/trave risulta:

$$\text{p.p.} = 0,35 \times 0,35 \times 3,10 \times 2500 = 950 \text{ da N}$$

$$N_{\text{tot}} = \sum R_i + \text{p.p.}$$

TABELLA 3

Nella Tabella 3 si riportano per ogni singolo pilastro i carichi relativi ad ogni Tesa; ovviamente l'ultima Tesa è la meno caricata mentre la I Tesa risulta essere la più caricata perché si sommano gli effetti delle Tese superiori. Se per semplicità ipotizziamo i carichi su pilastro per ogni impalcato uguali per tutti gli impalcati risulterà:

V	TESA	$N = 1 \times \bar{N}$
IV	"	$N = 2 \times \bar{N}$
III	"	$N = 3 \times \bar{N}$
II	"	$N = 4 \times \bar{N}$
I	"	$N = 5 \times \bar{N}$

dove con $\bar{N}$ indichiamo il carico su pilastro per singolo impalcato

PIL. 1	$\bar{N} = 11280$
" 2	$\bar{N} = 20420$
" 7	$\bar{N} = 19320$
" 8	$\bar{N} = 25500$
" 13	$\bar{N} = 12540$
" 14	$\bar{N} = 20940$

Per il carico in fondazione si assume il carico della I Tesa arrotondato in eccesso alle migliaia.

CARPENTERIA PIANO TIPO

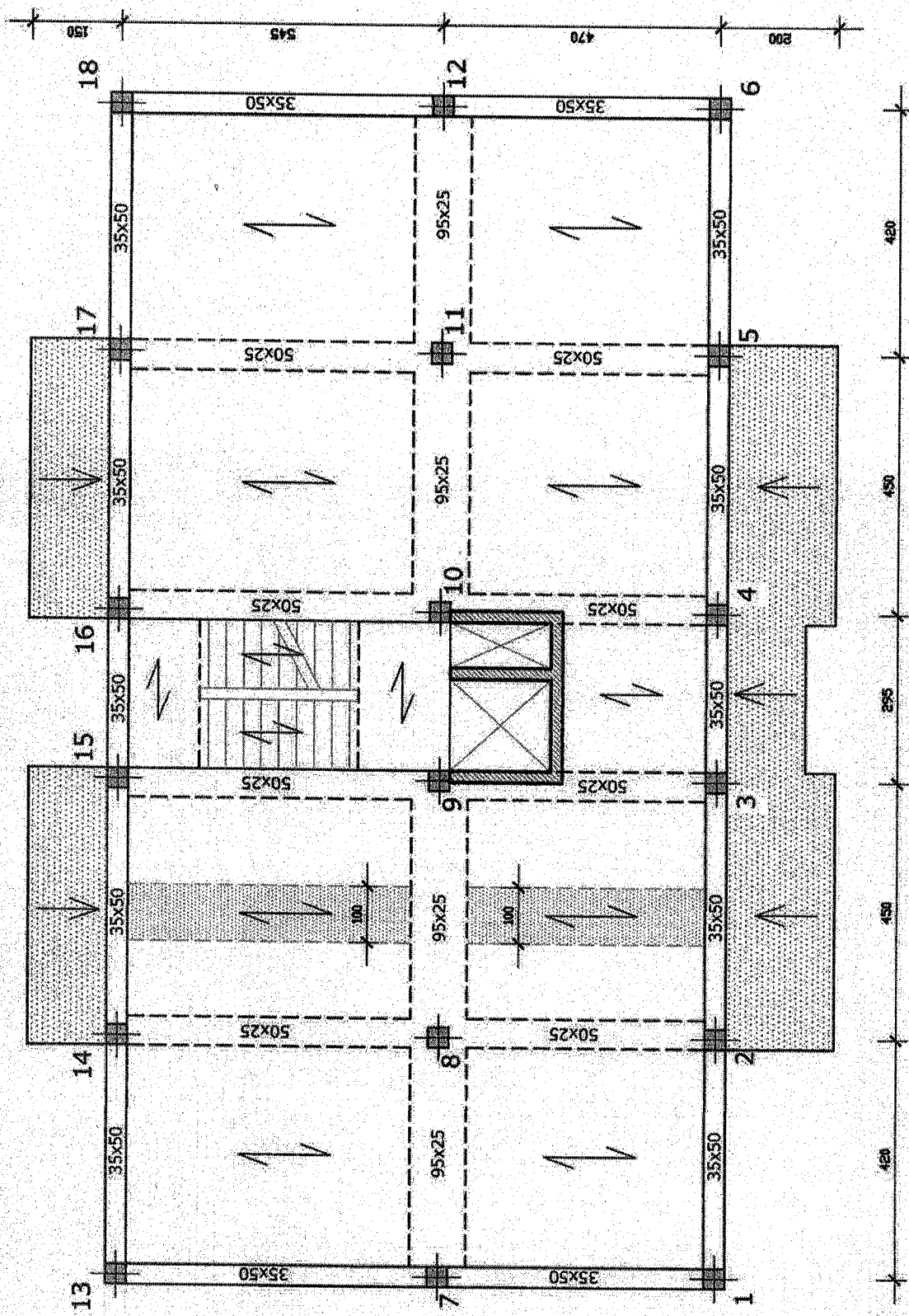


TABELLA "3"

Carichi sui Pilastri per TESA

[illegible]

3) AZIONE DELLA NEVE

Il carico neve varia in funzione di:

- sito
- altitudine
- clima

P.P. della neve al suolo (valori medi):

- neve fresca	100	da N/m ²	} densità
- " dopo parecchie ore o giorni	200	"	
- " " settimana o mesi	300	"	
- neve umida	400	"	

CARICO NEVE "q_s"

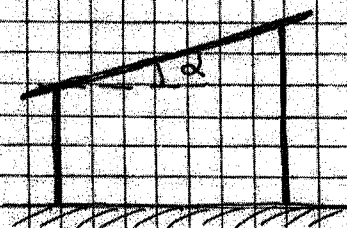
$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

- q_s = carico neve in copertura
- μ_i = coeff. di forma per coperture
- q_{sk} = Valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo
- C_E = coeff. di esposizione $\begin{cases} 0,9 & \text{(Battuta dei venti)} \\ 1,0 & \text{(Normale)} \\ 1,1 & \text{(Riparato)} \end{cases}$
- C_t = coeff. termica

$$\mu_i = 0,80 \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$$\mu_i = 0,80 \frac{(60 - \alpha)}{30} \quad 30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$$

$$\mu_i = 0 \quad \alpha > 60^\circ$$



COPERTURA A
1 FALDA

I valori di q_{sk} sono tabellati in funzione della località

ZONA I Alpina

" I Mediterranea

" III (BARI)

" III

e dell'altitudine di riferimento " a_s " (in metri)

ESEMPIO:

ALTAMURA

$$a_s = 450 \text{ mt s.l.m.} > 200$$

ZONA II

$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481^2} \right)^2 \right] = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_i = 0,80 \quad (\alpha < 30^\circ)$$

$$c_E = 1,00 \quad (\text{Normale})$$

$$c_t = 1,00$$

$$q_s = 0,80 \times 1,00 = \underline{1,28 \text{ KN/m}^2}$$

BARI

$$a_s < 200 \text{ mt}$$

ZONA II

$$q_{sk} = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_i = 0,80$$

$$c_E = 1,00$$

$$c_t = 1,00$$

$$q_s = 0,80 \times 1,00 = \underline{0,80 \text{ KN/m}^2}$$

1500 m s.l.m. non deve essere assunto inferiore a quello calcolato con le espressioni in tabella 6 in funzione dell'altitudine di riferimento a_s (in metri), ossia della quota del suolo sul livello del mare.

Per altitudini superiori a 1500 m s.l.m. i valori del carico neve al suolo devono essere valutati in base alle condizioni locali e comunque non dovranno essere inferiori a quelli previsti per i 1500 m.

Tabella 6 Valori minimi del carico neve al suolo q_s "qsk" $a_s < 200$ $a_s > 200$ mt s.l.m.

Zona	Province	Valori di q_s (kN/m ²)	
		$a_s \leq 200$ m s.l.m.	$a_s > 200$ m s.l.m.
Zona I Alpina	Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza	1,50	$1,39 \times \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right]$
Zona I Mediterranea	Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Lodi, Forlì-Cesena, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Rimini, Reggio Emilia, Treviso, Varese	1,50	$1,35 \times \left[1 + \left(\frac{a_s}{602} \right)^2 \right]$
Zona II	Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	1,00	$0,85 \times \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right]$
Zona III	Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	0,60	$0,51 \times \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right]$

Coefficiente di esposizione C_e

Con il coefficiente di esposizione si tiene conto delle caratteristiche topografiche dell'area sulla quale sorge l'opera e i suoi valori sono riportati nella tabella 7; per caratteristiche non indicate in tabella si assume $C_e = 1$.

Tabella 7 Valori di C_e per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_e
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Coefficiente termico C_t

Tiene conto della riduzione del carico dovuto allo scioglimento della neve a causa della perdita di calore della costruzione, per cui considera le caratteristiche del suo isolamento termico; in mancanza di precise informazioni si assume $C_t = 1$.

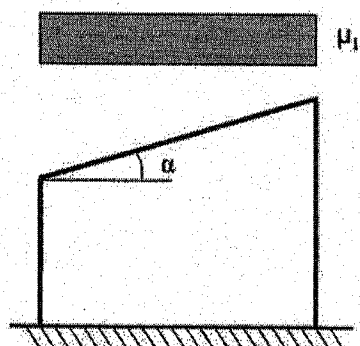


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

3.4.5.3 Copertura a due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Fig. 3.4.3.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III* riportate in Fig. 3.4.3.

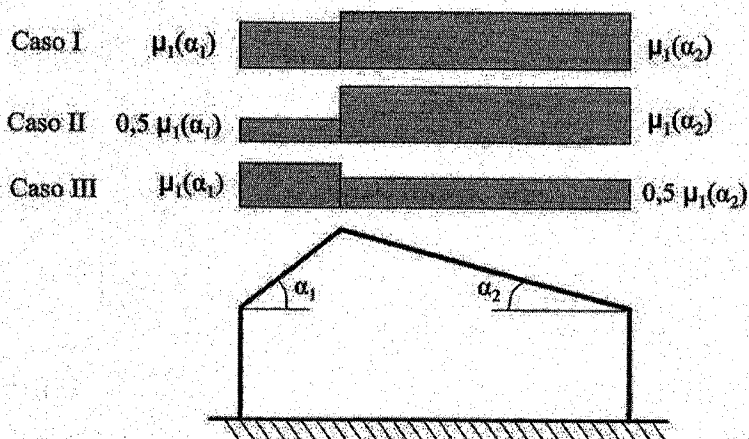


Figura 3.4.3 – Condizioni di carico per coperture a due falde

4) AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento esercitata sulle costruzioni esiste variabile nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici.

Nelle costruzioni usuali le azioni del vento sono convenzionalmente ridotte ad azioni statiche equivalenti.

Per determinare l'entità di tali azioni occorre preliminarmente determinare il valore caratteristico della velocità del vento.

V_b = velocità di riferimento del vento

$$\begin{cases} V_b = V_{b,0} & \text{per } a_s < a_0 \\ V_b = V_{b,0} + K_a (a_s - a_0) & \text{per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m} \end{cases}$$

a_s = altezza in mt. sul livello del mare del tetto dove sorge la costruzione
 I parametri $V_{b,0}$ (m/s), a_0 (m), K_a ($\frac{1}{s}$)

sono indicati in apposita tabella in funzione della regione in cui è ubicata la costruzione. (TAB. 3.3.I.)

L'intero territorio è suddiviso in 9 zone e in particolare la PUGLIA rientra nella Zona 3 dove risultano:

TAB. 3.3.I

$$\begin{cases} V_{b,0} = 27 \text{ m/s} \\ a_0 = 500 \text{ m} \\ K_a = 0,020 \end{cases}$$

AZIONI STATICHE EQUIVALENTI :

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti sugli elementi che compongono la costruzione.

L'azione dinamica esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni agenti sui singoli elementi.

PRESSIONE DEL VENTO

$$P = q_b C_e C_p C_d$$

q_b = pressione cinetica di riferimento
 C_e = coefficiente di esposizione
 C_p = " di forma
 C_d = " dinamico

- Pressione cinetica di riferimento (q_b)

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2 \quad (\text{espresso in N/m}^2)$$

V_b = velocità di riferimento in m/s
 ρ = densità dell'aria assunta per convenzione pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

- Coefficiente di esposizione (C_e)

Tale coefficiente dipende dall'altezza "z" sul molo, dalla Topografia del Terreno e dalla categoria di esposizione del sito

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$
$$C_e(z) = K_z C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

I coefficienti K_z , z_0 , $z_{\min}$ sono assegnati in funzione della categoria di esposizione e riportati su apposita Tabella (TAB. 3.3.II)

C_t = coefficiente di topografia (posto generalmente pari a 1)

$$P = q_b C_x C_p C_d$$

q_b = pressione cinetica di riferimento

C_e = coefficiente di esposizione

$C_p =$ " di forma

$C_d =$ " dynamic

- Presupposizione cinetica di riferimento (9b)

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2 \quad (\text{expressed in N/m}^2)$$

V_b = velocità di riferimento in m/s

ρ = densità dell'aria ambiente per convenzione pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

- Coefficiente di esposizione (C_e)

Tale coefficiente dipende dall'altimetria "Z" sul mare, dalla Topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito.

$$c_a(z) = c_a(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

$$C_e(z) = K_n C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{for } z \geq z_{\min}$$

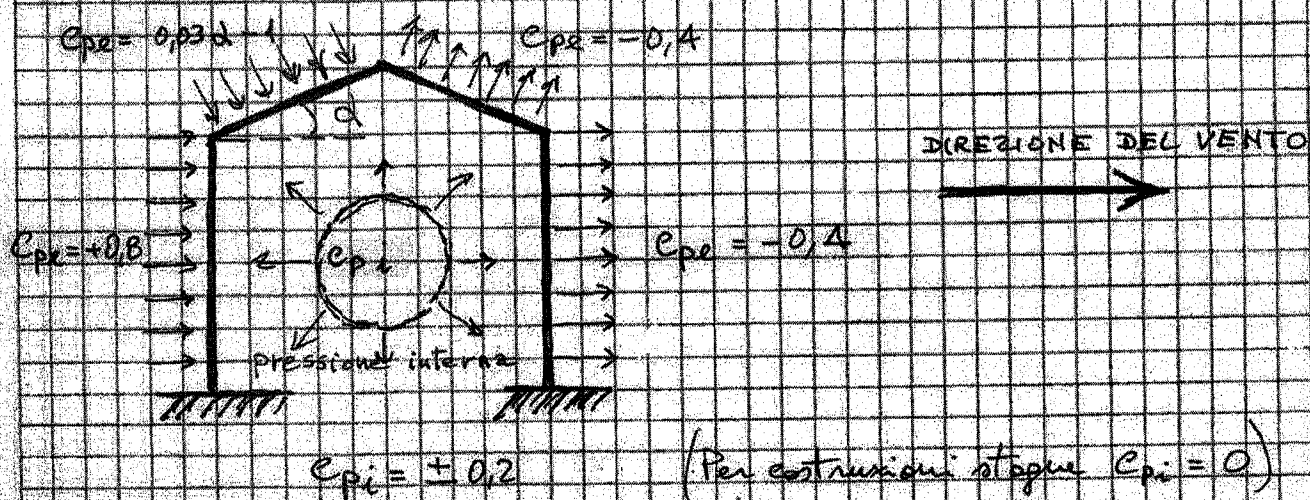
I coefficienti K_m , Z_0 , Z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione e riportati in apposite tabelle (TAB. 3.3.II)

C_t = coefficiente di Topografia (posto generalmente pari a 1)

Per determinare la categoria di esposizione occorre individuare:

- Classe di rugosità del terreno A - B - C - D
- Zona di competenza (Tabella 3.3.III)

- Coefficiente di forma (C_p)



Faldo a sinistra (inclinato di α rispetto all'orizzontale)

$$0 < \alpha < 20^\circ \quad C_{pe} = -0,4$$

$$20^\circ < \alpha < 60^\circ \quad C_{pe} = (0,03\alpha - 1)$$

$$\alpha > 60^\circ \quad C_{pe} = +0,8$$

Per la valutazione della pressione interna si assumerà (vedere figura C3.3.3 e scegliere il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole):

- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale: $c_{pi} = \pm 0,2$
- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale: $c_{pi} = + 0,8$ quando la parete aperta è sopravvento, $c_{pi} = - 0,5$ quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;
- per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale: $c_{pe} + c_{pi} = \pm 1,2$ per gli elementi normali alla direzione del vento, $c_{pi} = \pm 0,2$ per i rimanenti elementi.

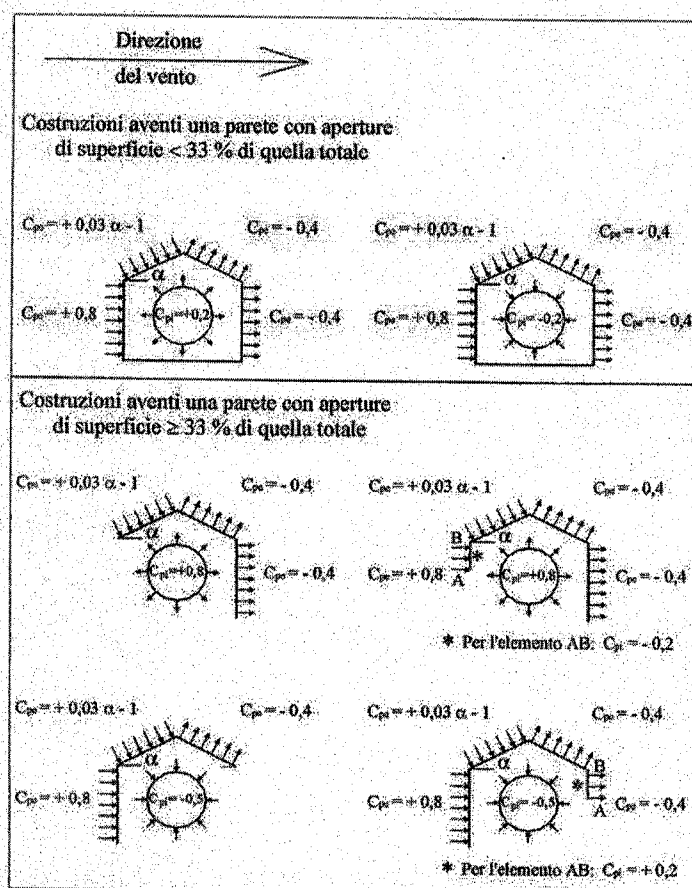
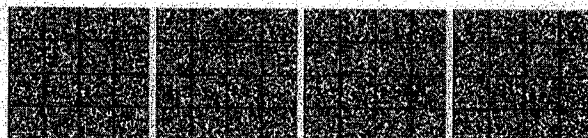


Figura C3.3.3 Coefficienti di forma per gli edifici.



3.3 AZIONI DEL VENTO

3.3.1 GENERALITÀ

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3. Peraltro, per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte e che tengano conto della dinamica del sistema.

3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_s (a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.1)$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.1;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

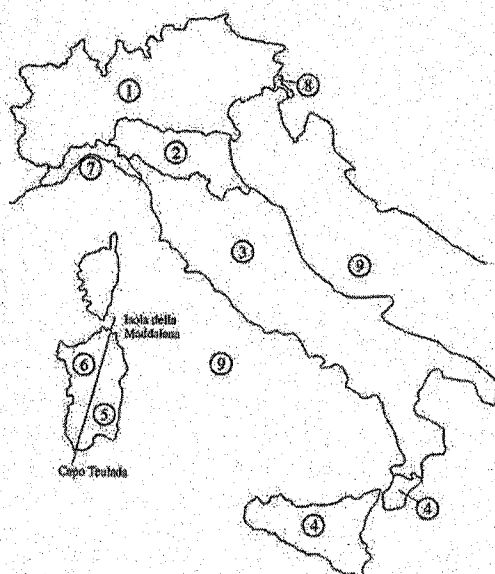


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d \quad (3.3.2)$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

3.3.5 AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$P_f = q_b c_e c_f \quad (3.3.3)$$

dove

q_b , c_e sono definiti ai §§ 3.3.6 e 3.3.7;

c_f è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (3.3.4)$$

dove

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] & \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) & \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad (3.3.5)$$

dove

k_r , z_0 , $z_{\min}$ sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

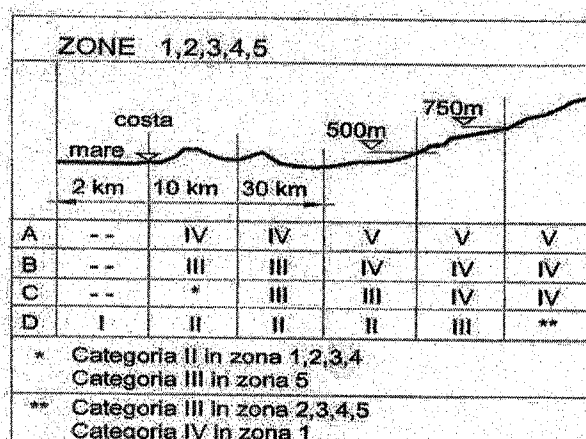
Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la Fig. 3.3.3 riporta le leggi di variazione di c_t per le diverse categorie di esposizione.

Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia c_t può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

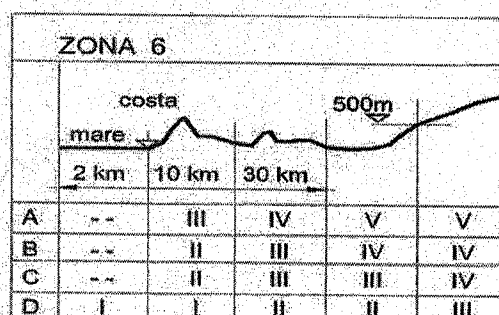
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.



ZONA 9

	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I



ZONE 7,8

	1,5 km	0,5 km	costa
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

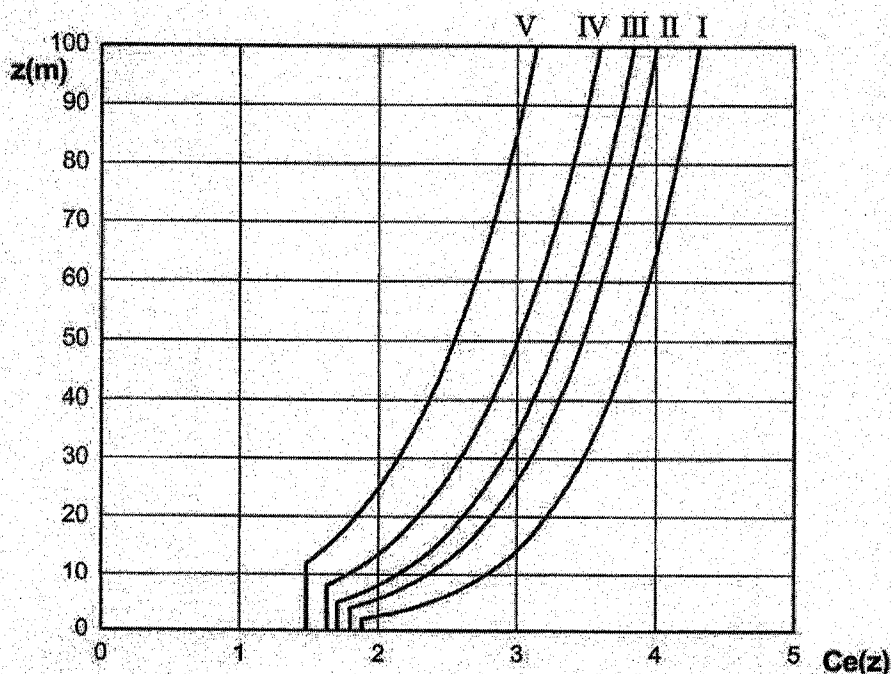


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_s con la quota (per $c_v = 1$)

3.3.8 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

3.3.9 PARTICOLARI PRECAUZIONI PROGETTUALI

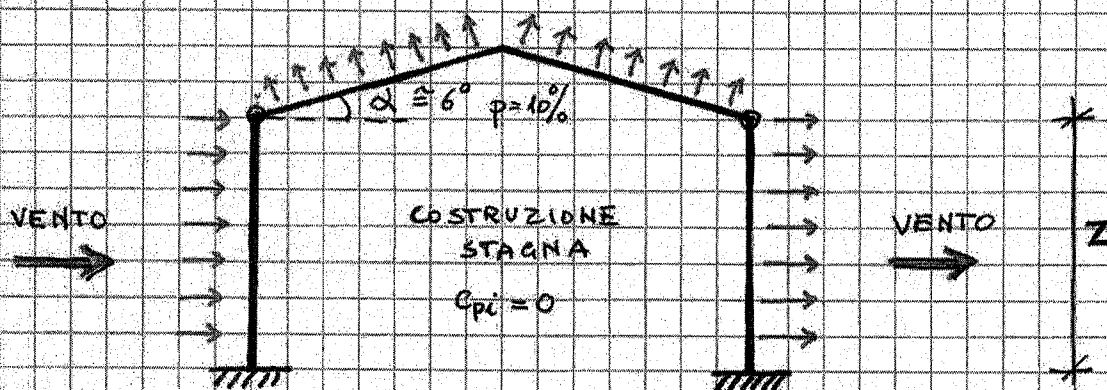
Strutture particolarmente deformabili, quali antenne, ciminiere, ponti o strutture sorretti da cavi, devono essere verificate anche rispetto ai fenomeni di interazione vento-struttura, i quali possono indurre vibrazioni strutturali, degrado delle caratteristiche di rigidità della struttura, o fatica nei collegamenti. Le verifiche di non superamento di stati limite ultimi e di esercizio saranno condotte mediante procedimenti analitici, sperimentali o numerici che tengano conto delle conoscenze attuali in materia.

L'azione del vento può assumere, inoltre, particolare rilievo per la presenza in uno stesso sito di più corpi strutturali. Nel progetto di strutture non usuali per forma, tipologia, dimensione e collocazione urbanistica, si dovrà procedere ad una valutazione accurata della risposta al vento, mediante comprovati metodi sperimentali o numerici.

3.3.9.1 Effetti torsionali

Nel caso di costruzioni di grandi dimensioni o di forma non simmetrica, quali gli edifici alti, gli impalcati da ponte e le strutture di sostegno per insegne pubblicitarie di grandi dimensioni, le azioni del vento inducono effetti torsionali che possono essere incrementati dalla risposta dinamica della struttura investita.

Tali effetti possono essere valutati, quando rilevanti, mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

ESEMPILOCALITA' BARI $a_s = 80 \text{ mt}$

distanza dalla costa 8 Km

ZONA 3

 $a_o = 500 \text{ mt}$

$$V_b = V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2 = \frac{1}{2} 1,25 \times 27^2 = 455 \text{ N/m}^2$$

Classe di rugosità C (Area con ostacoli diffusi)Categorie di esposizione II $K_z = 0,19$ $Z_0 = 0,05 \text{ m}$ $Z_{\min} = 4 \text{ m}$

$$Z = 8,00 \text{ mt} > Z_{\min}$$

$$C_t = 1$$

$$C_e = 0,19^2 \times 1 \times \ln\left(\frac{8,00}{0,05}\right) \left[7 + 1 \ln\left(\frac{8,00}{0,05}\right)\right] = 2,21$$

- Parete sottovento

$$C_{pe} = +0,8$$

- Falda a sinistra

$$C_{pe} = -0,4 \quad (\alpha < 20^\circ)$$

- Falda a destra

$$C_{pe} = -0,4$$

- Parete sopravvento

$$C_{pe} = -0,4$$

Coefficiente dinamico $C_d = 1$

PRESSIONI DEL VENTO

$$(p = q_b c_e c_p c_d)$$

- Parete sottovento	$p = 455 \times 2,21 \times 0,8 \times 1 = +804 \text{ N/m}^2$
- Falda a sinistra	$p = \text{"} \text{"} -0,4 \text{"} = -402 \text{"}$
- Falda a destra	$p = \text{"} \text{"} -0,4 \text{"} = -402 \text{"}$
- Parete sopravvento	$p = \text{"} \text{"} -0,4 \text{"} = -402 \text{"}$

AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

$$p_f = q_b c_e c_f = 455 \times 2,21 \times 0,04 = 40 \text{ N/m}^2$$

$c_f = \text{Coefficiente di attrito}$
 $\begin{cases} < 0,01 \\ < 0,02 \\ < 0,04 \end{cases}$
 $\begin{matrix} \text{Superficie liscia} \\ \text{" scabra} \\ \text{" molto scabra} \end{matrix}$

LOCALITA' ALTAMURA

$a_s = 550 \text{ mt}$

ZONA 3 $a_0 = 500 \text{ mt}$

$V_b = 27 + 0,020 (550 - 500) = 28 \text{ m/s}$

$q_b = \frac{1}{2} 1,25 \times 28^2 = 490 \text{ N/m}^2$

Classe di rugosità D (Area priva di ostacoli)

Categoria di esposizione II $K_z = 0,19$ $Z_0 = 0,05$ $Z_{min} = 4$

$Z = 8,00 \text{ mt} > Z_{min}$

$C_e = 2,21$

Per il coefficiente di forma C_p sono validi gli stessi valori
visti per BARI.

PRESSIONI DEL VENTO

- Parete sottovento	$p = 490 \times 2,21 \times 0,8 \times 1 = + 866 \text{ N/m}^2$
- Folda a sinistra	$p = " " -0,4 " = - 433 "$
- Folda a destra	$p = " " -0,4 " = - 433 "$
- Parete sopravvento	$p = " " -0,4 " = - 433 "$

TABELLA "1" CARICHI A ML DI TRAVE

CARICHI A ML DI TRAVE

◦ IMPALCATO

[illegible]

TABELLA "2" Carichi sui Pilastri per impalcato

Carichi sui Pilastri per impalcato

° IMPALCATO

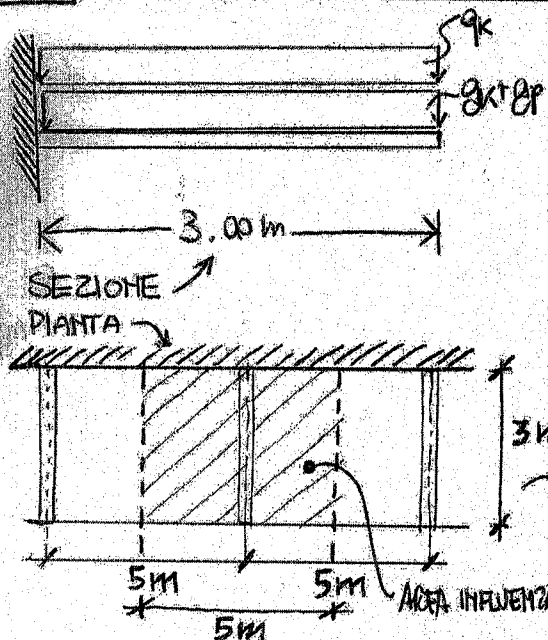
[illegible]

Carichi sui Pilastri per TESA

[illegible]

ES 2 Dimensionamento di Trave in flessione a doppia armatura

(1)



- TRAVE A MENSOLE AB INCASTRATA CON $L = 3$ METRI
- INTERASSE MENSOLE $= 5$ METRI
- CARICO PERMANENTE $G_K = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- CARICO VARIABILE $Q_K = 6,0 \text{ KN/m}^2$
- TIPO CLS $\Rightarrow$ classe C25/30 $\Rightarrow R_{CK} = 30 \text{ MPa}$
- ACCIAIO $f_{yk} = 475 \text{ MPa} [\text{N/mm}^2]$
- $E_s = 210.000 \text{ MPa} [\text{N/mm}^2]$

CALCOLO CARICHI $\left\{ \begin{array}{l} \text{PERMANENTI} \\ \text{VARIABILI} \end{array} \right\}$ LINEARI

$$\begin{aligned} \bullet g_k &= 3,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 5 \text{ m} = 17,5 \text{ KN/m} \\ \bullet q_k &= 6,0 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 5 \text{ m} = 30,0 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

1°) STIMA PESO PROPRIO DELLA TRAVE

- Nel caso della mensola il rapporto $\frac{h}{l}$ espresso dalle norme $\bar{e} = \frac{1}{6}$
- Dato che $l = 3 \text{ m} \rightarrow h = \frac{l}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ cm} \rightarrow$ da cui $d = h - 5 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$
- Scegliamo un rapporto $\frac{b}{d} = 0,5 \rightarrow$ da cui $b = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$
- Il peso proprio della Trave risulta essere $g_p = b \cdot h \cdot \gamma_{acc} = 0,225 \cdot 0,5 \cdot 25 =$

2°) RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

Le resistenze di calcolo dei materiali sono:

$$f_{cd} = 0,47 \cdot R_{CK} = 0,47 \cdot 30 [\text{MPa}] = 14,1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{475}{1,15} = 413,04 \text{ N/mm}^2$$

$$= 2,812 \text{ KN/m}$$

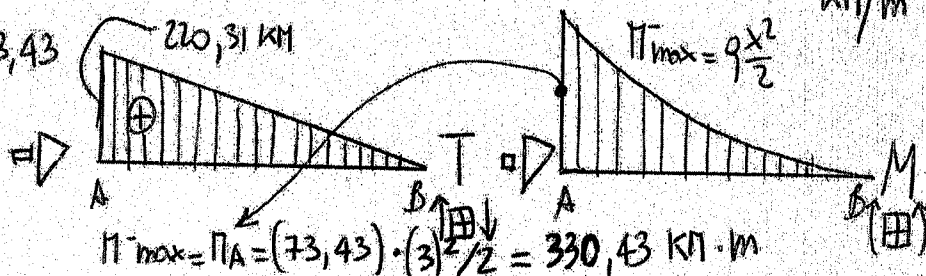
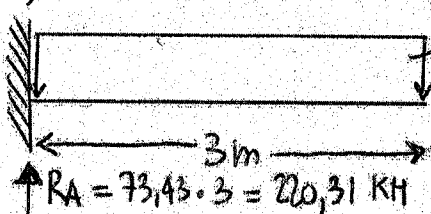
3°) AZIONI DI CALCOLO

$$\begin{aligned} g_k &= 17,5 \text{ KN/m} \\ g_p &= 2,812 \text{ KN/m} \\ q_k &= 30,0 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

S.L.U.

$$\begin{aligned} p_{dl} &= (g_k + g_p) \cdot 1,4 + (q_k) \cdot 1,5 = \\ &= (17,5 + 2,812) \cdot 1,4 + (30,0) \cdot 1,5 = 73,43 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

4°) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO



(2)

5) CALCOLO QUANTITÀ DI ARMATURADato che $d - \frac{a}{2} \approx (0,85 \div 0,90)d$ possiamo scrivere che

$$A_s \cdot f_{yd} \cdot 0,85 d = M_{\text{ultimo}}$$

↓ da cui

$$A_s = \text{AREA MINIMA ARMATURA} = \frac{M_{\text{max}}}{f_{yd} \cdot 0,85 \cdot d} = \frac{330,43 \cdot 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}}{413,04 \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \cdot 0,85 \cdot 450 \text{ (mm)}} = 2088,8 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{scelgo } A_s = 7\phi 20 = 21,99 \text{ cm}^2 = 2199 \text{ mm}^2$$

6°) CALCOLO POSIZIONE ESATTA ASSE NEUTROAssumendo $A_s = 2199 \text{ mm}^2$ con sezione a debole armatura possiamo determinare:

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{2199 \cdot 413,04}{0,85 \cdot 14,1 \cdot 225} = 336,82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{336,82}{0,8} = 421,02 \text{ mm}$$

7°) CALCOLO POSIZIONE ASSE NEUTRO NEL CASO DI ARMATURA BILANCIATA

$$c_b = \frac{f_{cs}}{f_{cs} + f_{yd}} \cdot d = \frac{735}{735 + 413,04} \cdot 450 = 288,10 \text{ mm} < c$$

LA SEZIONE È FORTEMENTE ARMATA

↓ ... cosa fare?

Nel caso in cui la sezione NON risulta a debole armatura possiamo operare in diverse direzioni:

- 1) AUMENTO DELLE DIMENSIONI (b o d) della sezione in cls
- 2) AUMENTO DELLA CLASSE DI CLS $\rightarrow$ cioè aumento di R_{ck} e di conseguenza $> f_{cd}$
- 3) DIMINUIRE CLASSE ACCIAIO f_{yd}
- 4) PROGETTO DI SEZIONE A DOPPIA ARMATURA, cioè con ARMATURA ANCHE IN ZONA COMPRESSA —

A_s ed A'_s

N.B. È chiaro che se le specifiche di progetto non permettono di cambiare né le caratteristiche dei materiali (f_{cd} ; f_{yd}) né le dimensioni della sezione in cls (b e h) $\rightarrow$ l'unica soluzione è la sezione a doppia armatura —

8°) CALCOLO MUOVERO NEL CASO DI SEMPLICE ARMATURA BILANCIATA

(3)

Mescolando l'equazione di equilibrio al momento calcolato il Momento flettente che la trave dotata di semplice armatura può assorbire $\rightarrow$ (sempre nel caso di armatura bilanciata).

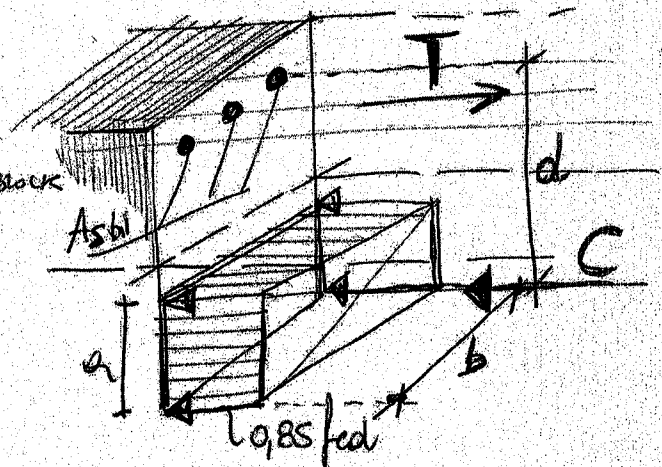
$$A_b = \frac{0,68 \cdot f_{cd} \cdot c_b \cdot b}{f_{yd}} =$$

NB. Tale scrittura deriva da

$$A_b \cdot f_{yd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot a \cdot b$$

TESSIONE MEDIA di STRESS BLOCK
AREA STRESS BLOCK

$a = c_b \cdot 0,8$



$$A_b = \frac{0,68 \cdot 14,1 \cdot 288,10 \cdot 225}{413,04} = 1504,74 \text{ mm}^2 = 15,05 \text{ cm}^2$$

Ora nell'approssimazione per la scelta delle barre d'armatura da utilizzare devo operare per DIFETTO, in modo da essere sicuro di trovarmi nel caso di serie o debbole armatura $\Rightarrow$ scelgo dunque $A_b \Rightarrow 5 \phi 19 = 14,18 \text{ cm}^2 = 1418 \text{ mm}^2$

9°) CALCOLO POSIZIONE ASSE NEUTRO CORRISPONDENTE AL CASO DI SEMPLICE ARMATURA

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{1418 \cdot 413,04}{0,85 \cdot 14,1 \cdot 225} = 217,19 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,8} = 271,49 \text{ mm}$$

10°) CALCOLO MUOVERO TRAVE A SEMPLICE ARMATURA

$$M_{u1} = \underbrace{A_s}_{\substack{\text{AREA} \cdot b \\ \text{FORNA}}} \cdot \underbrace{f_{yd}}_{\text{BRACCIO}} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1418 \cdot 413,04 \cdot \left(450 - \frac{217,19}{2} \right) = 199,96 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 199,96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

[dov'è moltiplicare]
 A_b

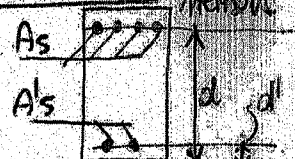
11°) CALCOLO DIFFERENZA DI MOMENTO DI COMPETENZA DELLA COPPIA DI ARMATURE (tesa e compressa) DA AGGIUNGERE

$$M_{u2} = M_{\text{MAX}} - M_{u1} = 330,43 - 199,96 = 130,47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

12°) CALCOLO A'_s IN ZONA COMPRESSA ASSUMENDO ANCHE QUI CHE L'ACCIAIO SIA SNERVATO

$$A'_s = \frac{M_{u2}}{f_{yd} \cdot (d - d')} = \frac{130,47 \cdot 10^6}{413,04 \cdot (450 - 50)} = 789,69 \text{ mm}^2 = 7,89 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 7 \phi 12 = 7,92 \text{ cm}^2$$



13) CALCOLO POSIZIONE ASSE NEUTRO DEL II SISTEMA DI FORZE PER CONTINUARE CHE SIA ANCH'ESSO SNERVATO

NB! La posizione di C E' UGUALE TRA I DUE SISTEMI DI FORZE $\rightarrow$ per cui

$$C = 271,49 \text{ mm}$$

$\rightarrow$ dato però calcolare c_b per il II SIST. DI FORZE

$$c_b' = \frac{735}{(735 - f_{yd})} \cdot d' = \frac{735}{(735 - 413,04)} \cdot 50 = 114,14 \text{ mm} < C$$

$\uparrow$ NB $\uparrow$ NB

OK: l'acciaio compresso è snervato

14) RICALCOLO M_{u2} UTILIZZANDO IL VALORE EFFETTIVO DI ARMATURA

$$M_{u2} = A'_s \cdot f_{yd} (d - d') = 792 \text{ [mm}^2] \cdot 413,04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (450 - 50) \text{ [mm]} = 10,85 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 130,85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

15) CALCOLO $M_{u \text{ TOTALE}}$ E VERIFICA $M_{u \text{ TOT}} > M_{\text{max}}$

$$M_{u \text{ TOTALE}} = M_{u1} + M_{u2} = 199,96 + 130,85 = 330,81 \text{ KN} \cdot \text{m} > 330,43 \text{ M}_{\text{max}}$$

ES 3 Caso dell'ES 2 con semplice armatura

(Esercizio n° 2)



Riconsideriamo il caso dell'esercizio n° 2 e ripartiamo dal pto (7) nel quale abbiamo constatato che la sezione era **FORTEMENTE ARMATA**.

Se ipotizziamo di essere in grado di apportare modifiche alle caratteristiche dei materiali possiamo scegliere una classe di cls superiore, cercando di ricadere la sezione al caso di semplice armatura.

► scegliamo TIPO CLS $\Rightarrow$ CLASSE C50/60 $\Rightarrow R_{ck} = 60 \text{ MPa}$

... ripercorriamo il procedimento e calcoliamo le grandezze da rivedere:

1) STIMA PESO PROPRIO TRAVE $\Rightarrow$ invariato $\Rightarrow$ $d = 45 \text{ cm}$
 $b = 22,5 \text{ cm}$

$$g_p = 2,812 \text{ kN/m}$$

RADDOPPIA

2) RESISTENZE CALCOLO $\Rightarrow$ $f_{cd} = 0,4 \cdot R_{ck} = 0,4 \cdot 60 [\text{MPa}] = 28,2 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yd} = \text{invariato} = 413,04 \text{ N/mm}^2$

3) AZIONI CALCOLO $\Rightarrow$ invariato $\Rightarrow p_d = 73,43 \text{ kN/m}$

4) SOLLECITAZIONI CALCOLO $\Rightarrow M_{\text{max}} = 330,43 \text{ kN} \cdot \text{m}$

5) QTA' ARMATURA $\Rightarrow$ invariato $\Rightarrow 7 \phi 20 = 21,99 \text{ cm}^2 = A_s$

6) POSIZIONE ESATTA ASSE NEUTRO

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 f_{cd} \cdot b} = \frac{21,99 \cdot 413,04}{0,85 \cdot 28,2 \cdot 22,5} = 168,41 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{168,41}{0,8} = 210,51 \text{ mm}$$

7) POSIZIONE ASSE NEUTRO NEL CASO DI ARMATURA BIANCHIATA

$$c_b = \text{invariato} = 288,10 \text{ mm} > c \quad \boxed{\text{SEZIONE DEBOLMENTE ARMATA}}$$

8) CALCOLO MOMENTO ULTIMO

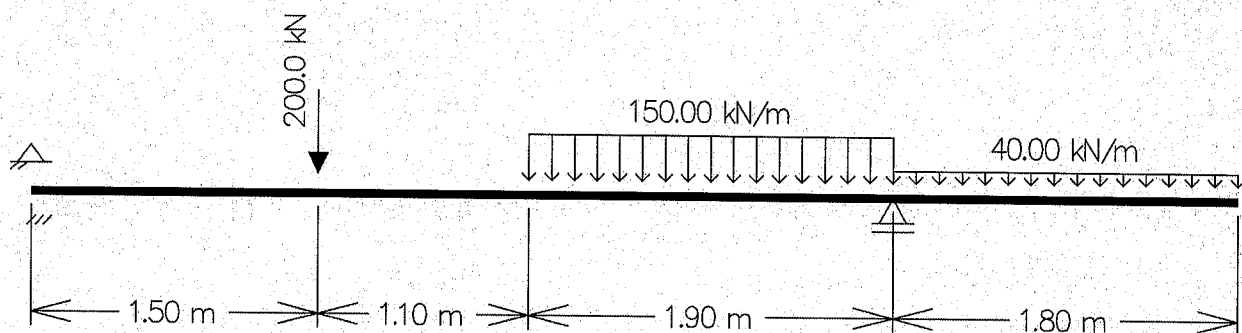
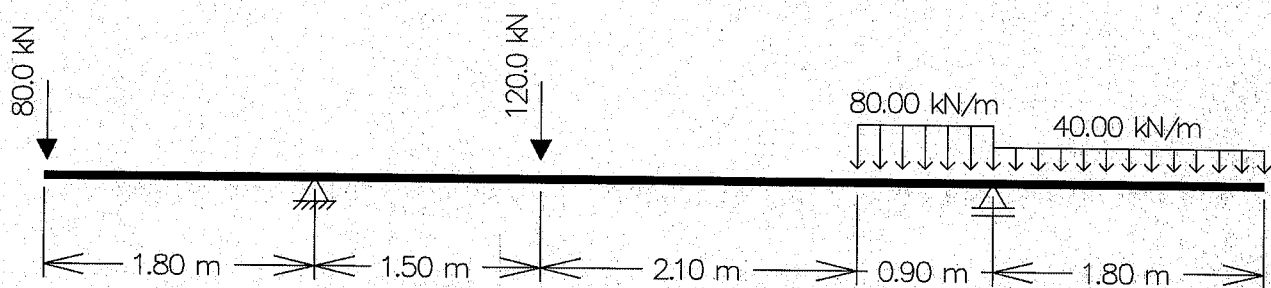
$$M_{\text{ultimo}} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 21,99 \cdot 413,04 \cdot \left(450 - \frac{168,41}{2} \right) = 332,24 \cdot 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\boxed{M_{\text{ultimo}} > M_{\text{AGENTE}}} \quad \text{VERIFICATO}$$

ITG NERVI ALTAMURA- ESERCIZI DI COSTRUZIONI-

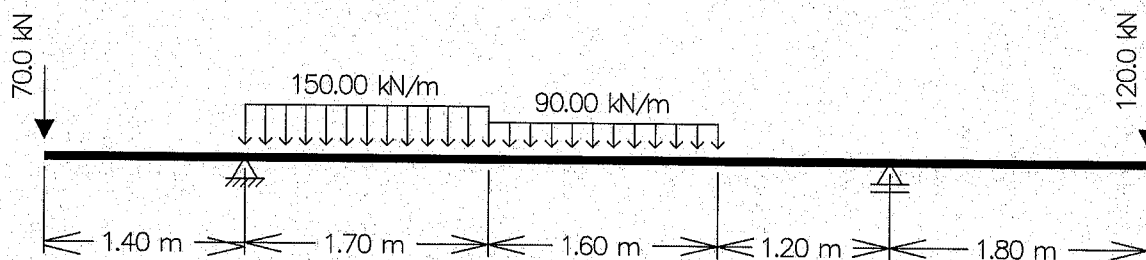
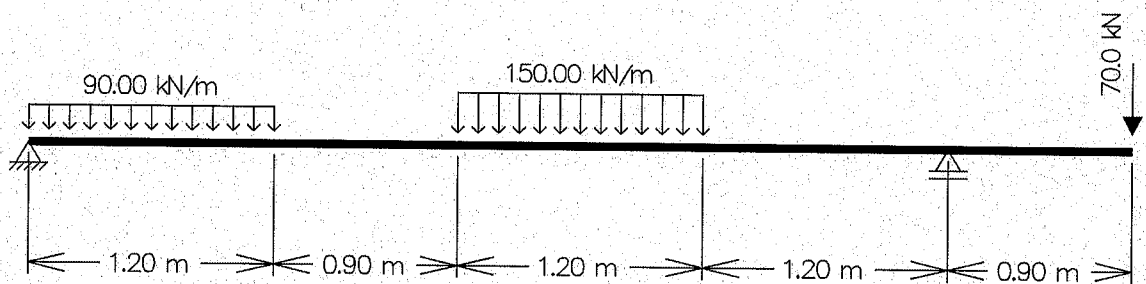
Determinare :

- ☐ le reazioni vincolari
- ☐ le sollecitazioni di taglio
- ☐ le sollecitazioni del momento
- ☐ diagramma del taglio in scala
- ☐ diagramma del momento in scala
- ☐ le ascisse di taglio nullo
- ☐ le ascisse momento nullo



Determinare :

- ☐ le reazioni vincolari
- ☐ le sollecitazioni di taglio
- ☐ le sollecitazioni del momento
- ☐ diagramma del taglio in scala
- ☐ diagramma del momento in scala
- ☐ le ascisse di taglio nullo
- ☐ le ascisse momento nullo



SOLUZIONI VERIFICA Esercizio 1 DEL

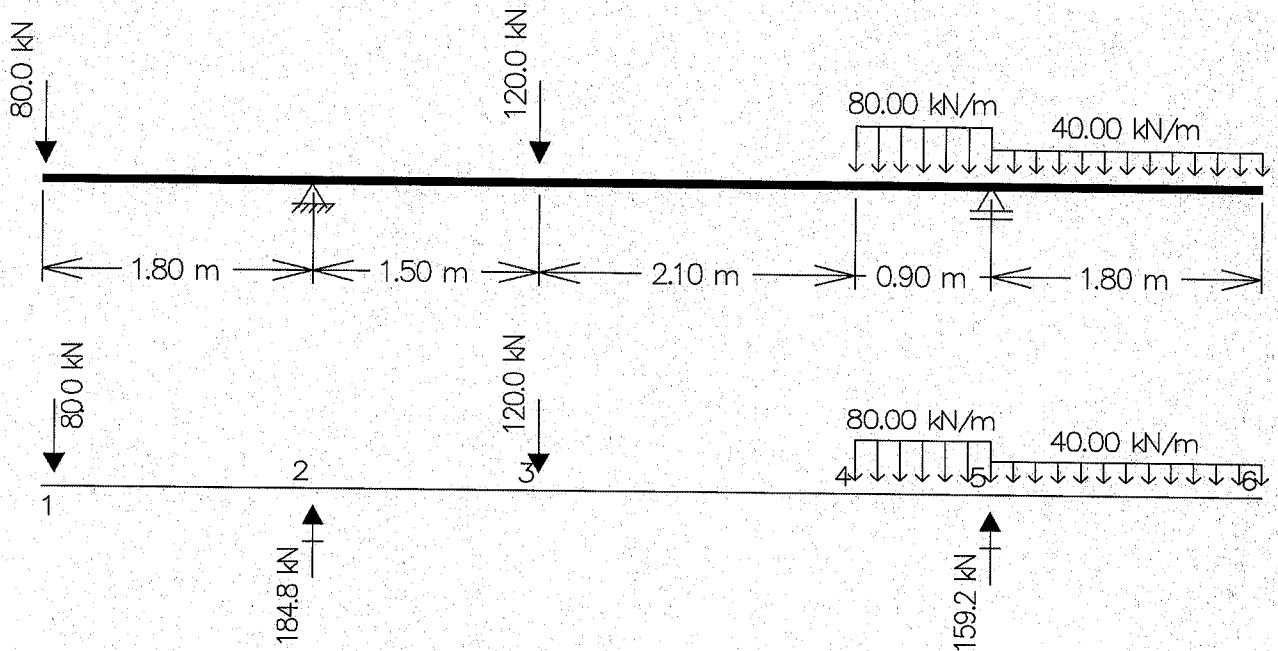


DIAGRAMMA DEL TAGLIO

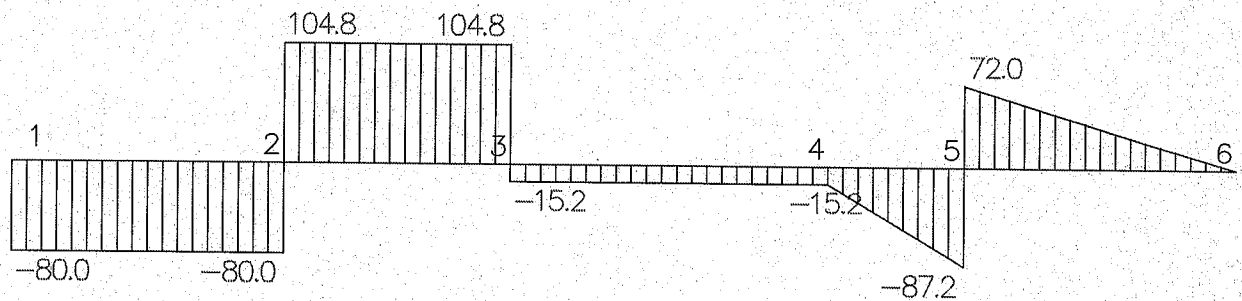
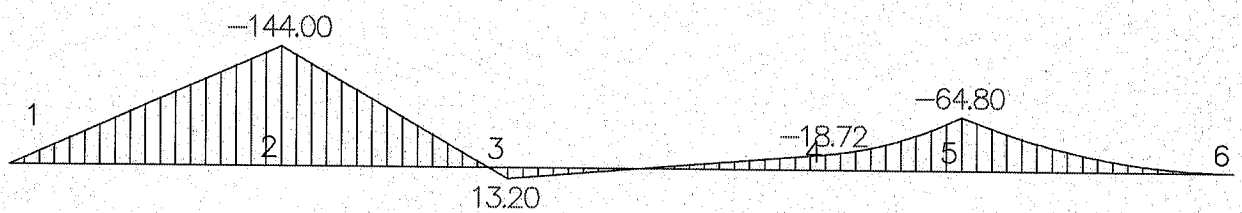
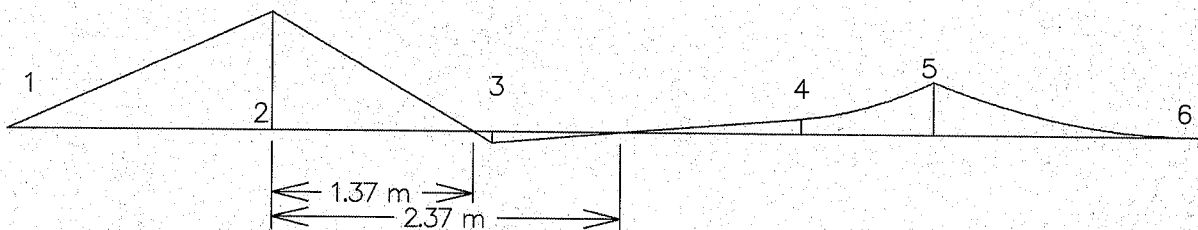


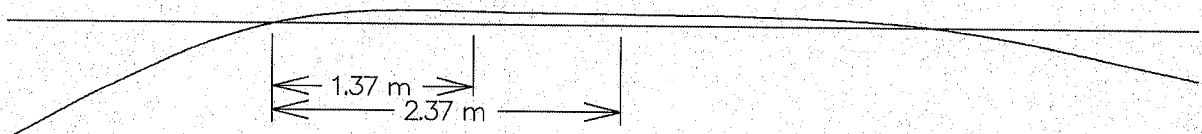
DIAGRAMMA DEL MOMENTO



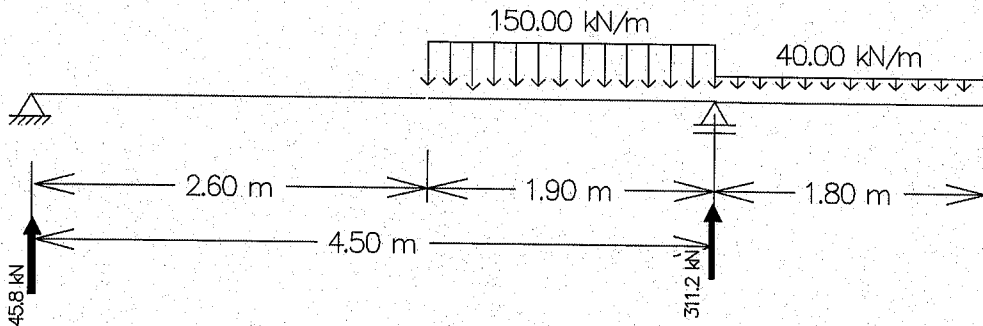
ASCISSE MOMENTO NULLO



DEFORMAZIONE ELASTICA



Soluzione esercizio 2



Scala disegno 1:50

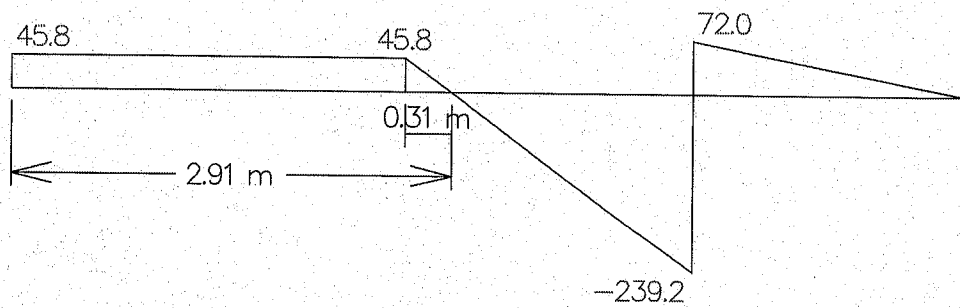


Diagramma Taglio

Scala 1 cm = 200 kN

$T_{\max} = -239.20 \text{ kN}$

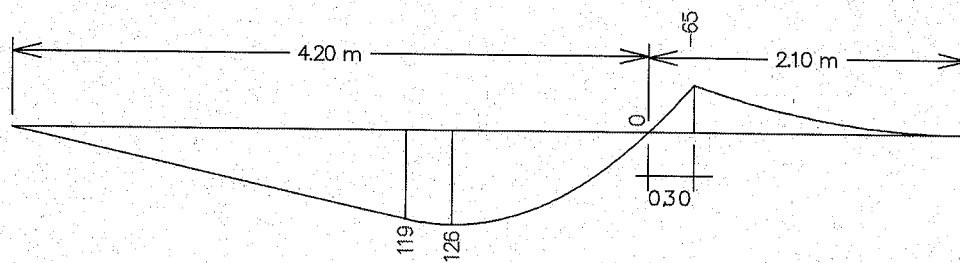
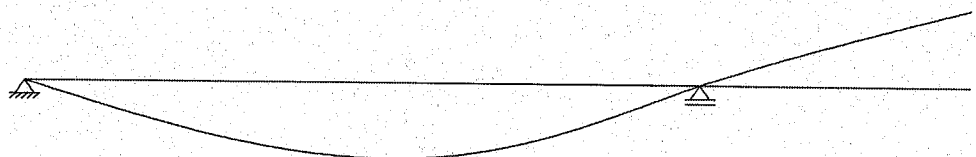


Diagramma Momento

Scala 1 cm = 200 kNm

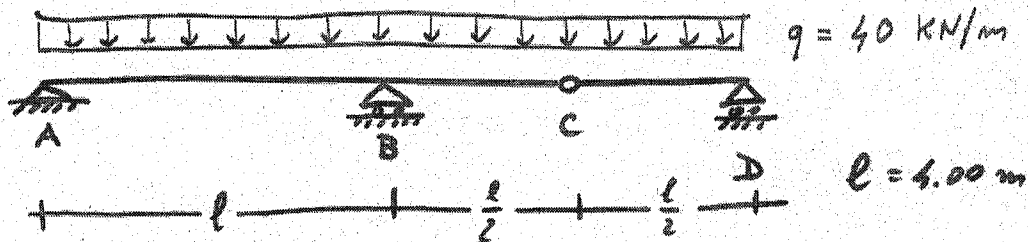
$M_{\max} = 126 \text{ kNm}$



L'estremità dello sbalzo si solleva a causa del notevole carico sulla campata

ESERCIZIO TRAVE GERBER (RIPASSO 4° ANNO)

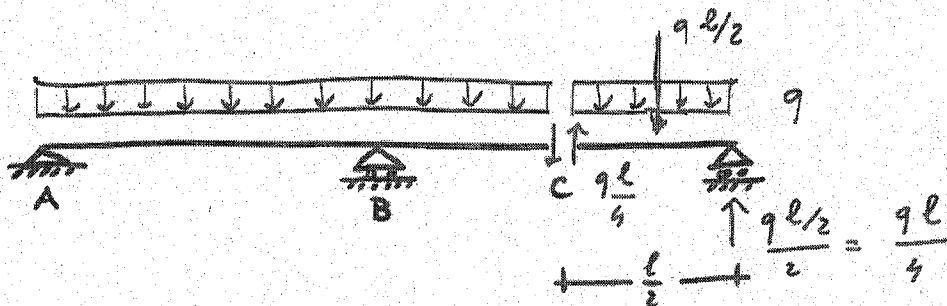
Per lo schema di trave continua a due campate di luce uguale, $l = 4.00$ m, con una cerniera al centro della seconda campata, soggetta ad un carico uniforme $q = 40$ kN/m, determinare il valore numerico, in kNm, del massimo momento positivo nella prima campata (tratto AB). Determinare l'espressione analitica della rotazione in corrispondenza del secondo appoggio ϕ_B (positiva se antioraria).



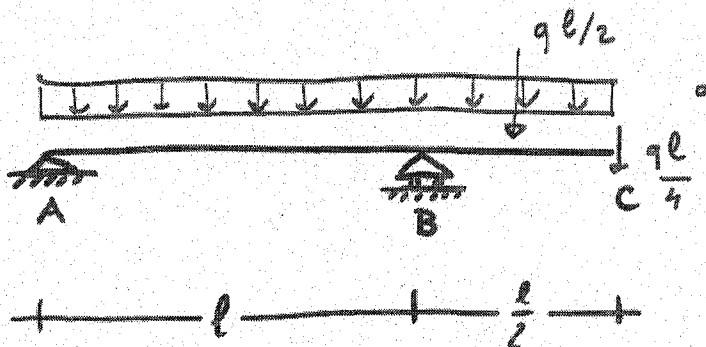
Lo schema è isostatico, quindi le reazioni vincolari interne ed esterne vanno ricavate con condizioni di equilibrio. I vincoli esterni sono sovrabbondanti ed è quindi necessario rifarsi innanzitutto all'equilibrio delle singole parti.

Il tratto CD è, in sostanza, una trave semplicemente appoggiata e quindi l'azione mutua in C e la reazione in D valgono

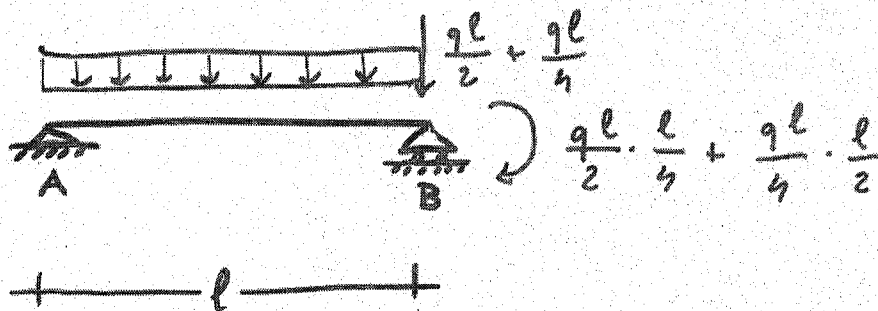
$$\frac{q l / 2}{2} = \frac{q l}{4}$$



Consideriamo ora il tratto ABC, avendo messo in C l'azione trasmessa dal tratto adiacente CD. Abbiamo ora uno schema di trave appoggiata con sbalzo.



Possiamo ulteriormente semplificare lo schema eliminando lo sbalzo BC e ponendo in B le azioni da questo trasmesse.



Queste sono una forza concentrata, assorbita direttamente dall'appoggio, ed una coppia che vale

$$\frac{q l}{2} \frac{l}{4} + \frac{q l}{4} \frac{l}{2} = \frac{q l^2}{4}$$

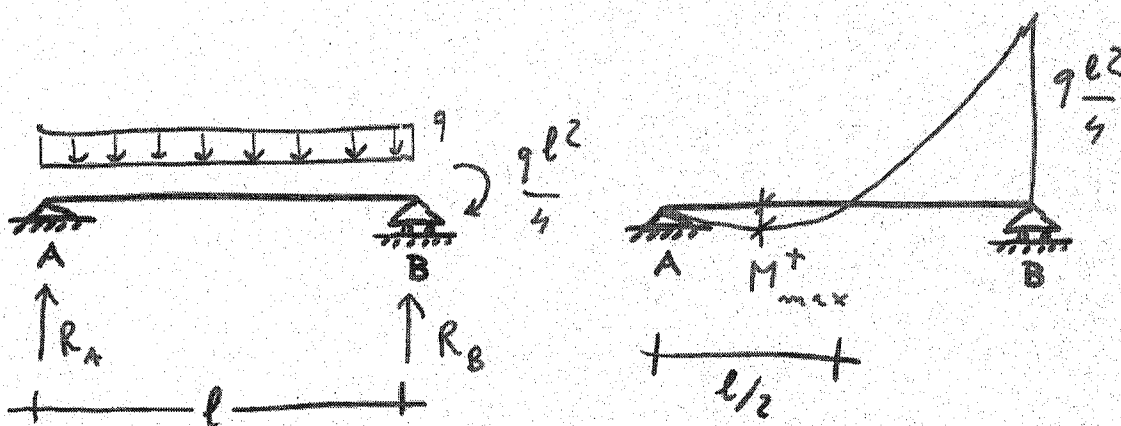
La reazione vincolare al primo estremo vale

$$R_A = \frac{q l}{2} - \frac{q l^2 / 4}{l} = \frac{q l}{4}$$

Il taglio si annulla alla distanza z in cui il carico bilancia la reazione, quindi per $z=l/4$. Il momento massimo è quindi

$$M_{\max} = \frac{q l}{4} \frac{1}{2} \frac{l}{4} = \frac{q l^2}{32} = \frac{40 \times 4.00^2}{32} = 20 \text{ kNm}$$

Si noti che il diagramma del momento si annulla a $l/2$ ed è quindi simmetrico rispetto a quello che si ha nel tratto BCD.



$$M_{\max} = 20 \text{ kNm}$$

Una volta ricondotto lo schema a quello di trave appoggiata, è immediato calcolare la rotazione in B se si conoscono le rotazioni prodotte da un carico e da una coppia. Si ha

$$\varphi_B = \frac{q l^3}{24 E I} - \frac{(q l^2 / 4) l}{3 E I} = -\frac{q l^3}{24 E I}$$

Si noti che nella trave ABCD il diagramma del momento flettente è simmetrico ma la deformata no, a causa della rotazione relativa consentita dalla cerniera in C.

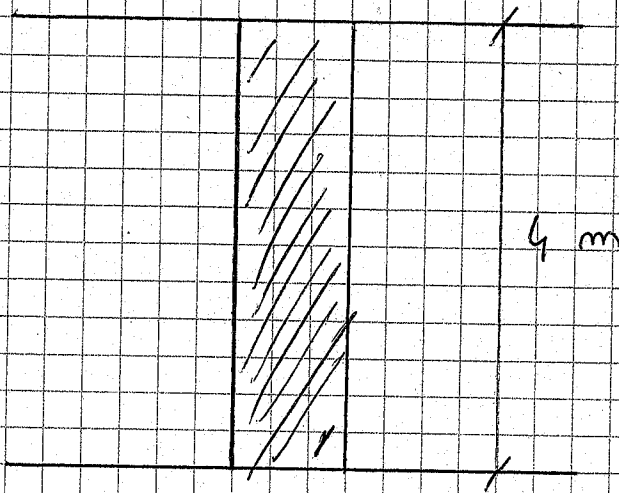
$$\varphi_B = -\frac{q l^3}{24 E I}$$

16/09/2015

MURATURE PORTANTI

- rapporto fra altezza e spessore del muro (spessore muratura)

$$\lambda = \frac{h}{\Delta} \geq 12$$



$$\Delta = \frac{h}{\lambda} \rightarrow \Delta = \frac{400}{12} = 33,33 \text{ cm}$$

↓ diventa

~~33~~ 35 o 40 cm

Se le verifiche agli SLU sono soddisfatte, non è di massima necessità eseguire quelle agli SLE

- Le pareti strutturali devono continuare dalle fondazioni alla sommità
- Altezza dei piani $h \leq 3,50 \text{ m}$
- Si possono fare massimo tre piani entro e fuori terra. Il fabbricato deve avere o forma quadrata o rettangolare con rapporto fra i lati minore e maggiore non inferiore a $\frac{1}{3}$

- Sminuzza della muratura $\lambda \leq 12$
- Carico variabile sui solai $q \leq 3 \text{ kN/m}^2$
- Coefficiente parziale di sicurezza per il calcolo delle resistenze $\gamma_m = 1,2$
- Adottare le azioni previste dalle N.T.C. 2008

SIGLA POROTON

P. 700
P. 800
P. 900

strutturale

SP(30)

→ spensione

permanente

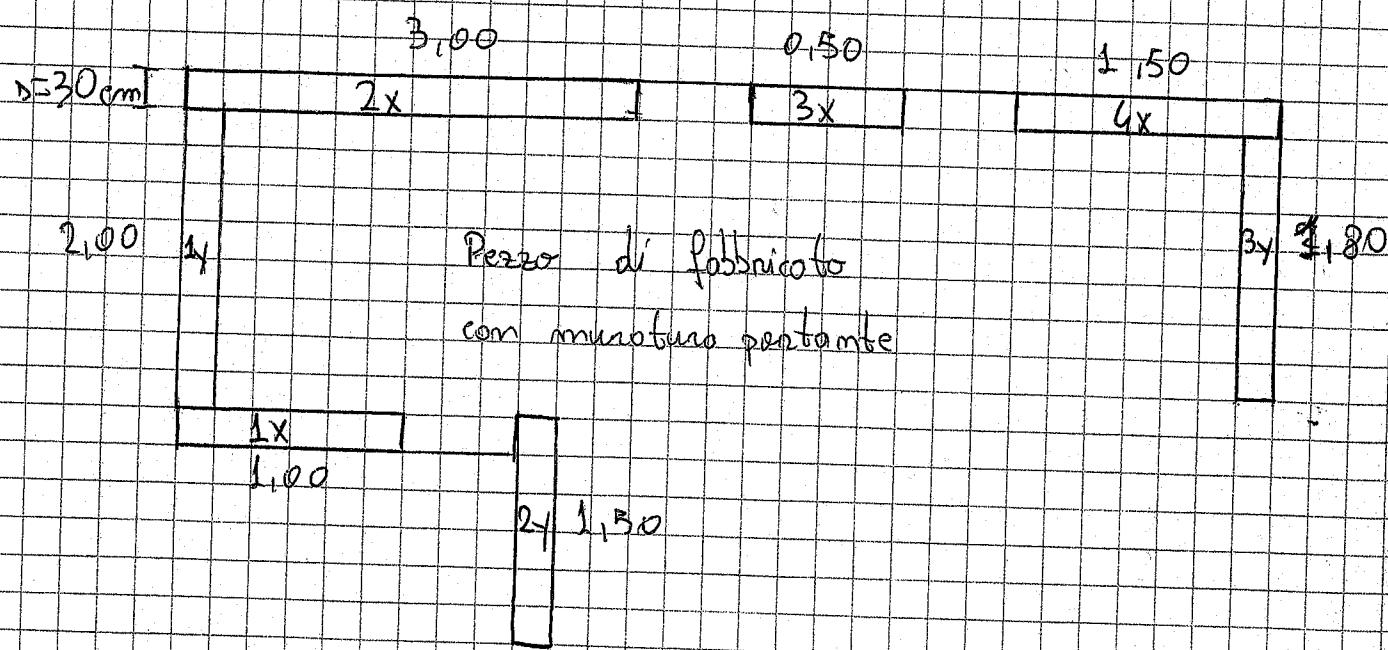
Resistenza caratteristica $f_k = 9 \text{ N/mm}^2$

17/09/2015

Esercizio

$f_k = 6,7 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_m = 1,2 \rightarrow$ Valore fino



$$A_x = 0,30 (3,00 + 0,50 + 1,50 + 1 + \dots) = 12,50$$

$$A_y = 0,30 (1,50 + 2,00 + 1,80 + \dots) = 11,60$$

$$A_{tot} = 24,10 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 15,10 \cdot 11,50 = 173,65 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{tot}}{A} > 4,5\%$$

$$\frac{173,65}{24,10} = 13,80\% > 4,5\%$$

carichi totali

$$\sigma = \frac{N_0}{0,65 \cdot A} \quad \text{N/mm}^2$$

↓
area muratura
1° piano

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \rightarrow f_d = \frac{6,70}{4,20} = 1,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma < f_d$$

18/03/2015

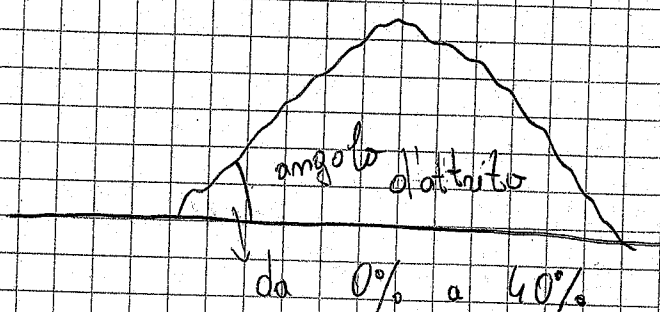
Caratteristiche dei terreni

$$\gamma = \text{KN/m}^3$$

φ = angolo d'attrito

c = coesione N/mm^2

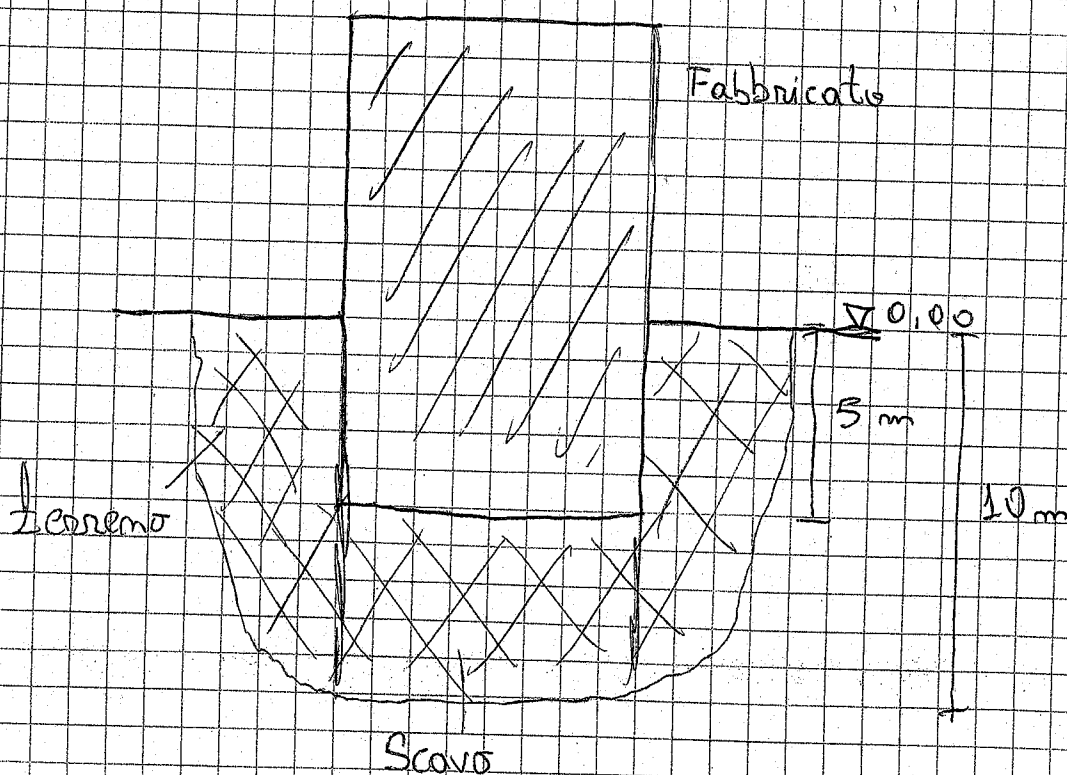
$q(\text{limite})$ = portanza N/mm^2



Resistenza terreno

$$\gamma = 17 \div 20 \text{ KN/m}^3$$

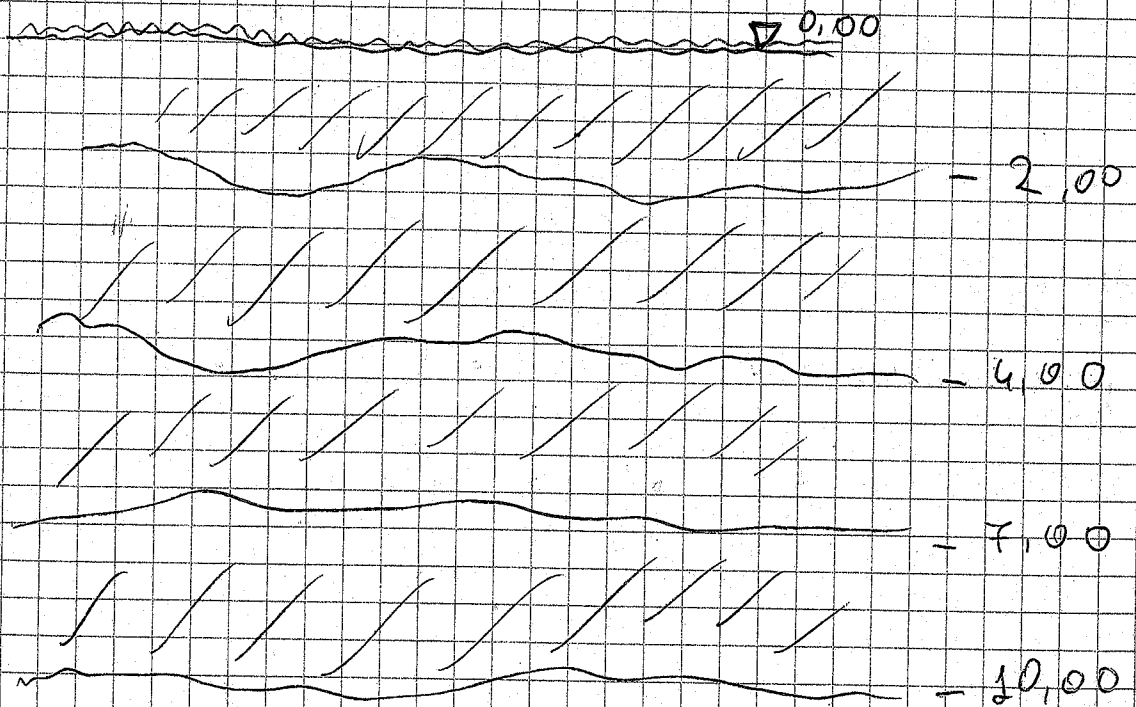
23/03/2015



- Bisogna controllare almeno il doppio del terreno scavato per essere sicuri che il terreno dove si sta costruendo sia buono.
- Quando si costruisce bisogna vedere se ci sono delle falde sotto il terreno dove si sta costruendo.
- Bisogna fare lo scavo per prendere gli strati di terreno e mettere le quote.

Terreno

Strati
del
terreno



5.1. PREMESSA

FONDAZIONI

Lo studio delle fondazioni è problema di primaria importanza nel progetto delle strutture e presenta aspetti delicati e spesso molto complessi, dovendo simultaneamente accertare la resistenza sia del terreno, sia delle costruzioni dalle quali esso riceve i pesi.

Ai quesiti che la progettazione pone le risposte sono spesso incerte: la prima difficoltà si presenta in genere nel determinare il valore dei carichi che provocano la crisi di resistenza del terreno, il quale può essere schematizzato come un corpo indefinito in tutte le direzioni, delimitato da un piano orizzontale in corrispondenza di piccole zone di questo. È evidente che il fenomeno della rottura è da concepire di solito come un fatto locale, accompagnato da cedimenti permanenti di grande appariscenza.

In pratica si cerca di definire attraverso visite, informazioni in luogo e soprattutto prove, la pressione massima tollerabile con sicurezza dal terreno: ma il carico specifico "di rottura" in realtà dipende da varie circostanze e in maniera importante, oltre che dal valore locale della pressione, dall'ampiezza della superficie che trasmette i carichi, ossia dall'entità globale di questi, per cui preliminari prove di carico difficilmente possono essere significative, a causa dell'imponenza dei pesi messi in gioco da una fondazione e della difficoltà di simulare i loro effetti con esperienze. (Assai utili, come accenneremo, sono sia le prove penetrometriche, atte a rilevare la consistenza dei vari strati, sia il prelievo, mediante trivellazioni, di campioni a varia profondità; ciò che permette di conoscere le caratteristiche dei diversi banchi e quindi, tracciata la stratigrafia, di farsi un'idea della natura del terreno e dell'eventuale presenza di falde d'acqua.)

S'intende che, fissato il carico di sicurezza per il suolo, occorre confrontare con esso il valore del carico applicato in effetti dalla costruzione: a tale fine è necessario innanzitutto effet-

tuare un dimensionamento di tentativo delle fondazioni, poichè il peso e la rigidità di queste hanno in genere sensibile importanza. E relativamente alla conseguente determinazione delle pressioni esercitate sul terreno, può essere opportuno accennare sin da ora che, anche se vi sono casi nei quali calcoli semplici possono condurre a valutazioni abbastanza attendibili, il problema ha in realtà sempre carattere di indeterminazione statica, ~~perchè il terreno sotto l'azione delle forze si deforma, ma la sua deformazione deve restare congruente con quella della fondazione, e i movimenti relativi di questa congruenti a loro volta con quelli delle strutture superiori.~~

(Si comprende quindi che i criteri coi quali si definiscono i coefficienti di sicurezza possono variare fortemente anche per il medesimo terreno, a seconda del tipo della fondazione e delle strutture in elevazione, ~~che possono essere più o meno sensibili all'entità degli spostamenti relativi dei punti in cui esse si trovano vincolate.~~) Pertanto, in ogni caso, il problema della sicurezza di una costruzione è strettamente connesso con l'entità dei movimenti, in considerazione anche delle ripercussioni che questi possono avere sui fabbricati vicini.

Determinato il diagramma delle pressioni, è infine possibile passare alla verifica delle sezioni resistenti delle strutture di fondazione; ma spesso si incontra la difficoltà ulteriore che queste hanno conformazione di corpi tozzi.

Le poche cose accennate fanno già comprendere, oltre alla complessità del problema, l'opportunità di conferire alle fondazioni elevata rigidità, per ripartire soddisfacentemente i carichi e per limitare le ripercussioni che i loro movimenti possono avere sullo stato di sollecitazione delle sovrastrutture.

5.2.2. Il diagramma delle pressioni verticali sotto una fondazione

Il grado di rigidezza di una fondazione e delle sovrastrutture che essa sopporta può influire notevolmente sull'andamento delle pressioni verticali trasmesse al terreno, e può essere opportuno rendersi conto di come vadano le cose, sotto l'aspetto qualitativo, nelle due situazioni limite di rigidezza nulla o elevatissima.

Nel primo caso, per aderire all'ipotesi fatta, possiamo pensare il complesso fondazione-sovrastrutture costituito da vari blocchi separati, supponendo per semplicità che i vari pesi siano tutti uguali. Il carico applicato dalla fondazione, distribuito uniformemente in superficie (fig. 5.6a), si ripartisce dentro il terreno; e se si ammette che la diffusione avvenga all'interno di superfici inclinate di φ rispetto alla verticale, dando luogo a pressioni costanti, si ha che, sovrapponendo gli effetti, il diagramma risultante delle pressioni non risulta uniforme e presenta le ordinate maggiori nell'intorno della zona centrale, in corrispondenza della quale si accentuano le deformazioni. Pertanto, a livello del piano di campagna, il diagramma degli spostamenti verticali v presenta l'andamento a cratere indicato nella fig. 5.6b; andamento che la fondazione segue passivamente, essendo stata pensata completamente cedevole.

Le conseguenze sono sensibilmente diverse se la fondazione è rigida, ed è evidente che in tale situazione la deformata del terreno acquista la configurazione indicata nella fig. 5.7a. Se il terreno è di tipo incoerente e la fondazione è assolutamente superficiale, le zone perimetrali della superficie caricata non sono in grado di sopportare alcun carico (si pensi alla p_{lim} definita dalla teoria di Rankine); mentre per le zone interne, in virtù dell'effetto di contenimento delle parti adiacenti, possono svilupparsi pressioni di con-

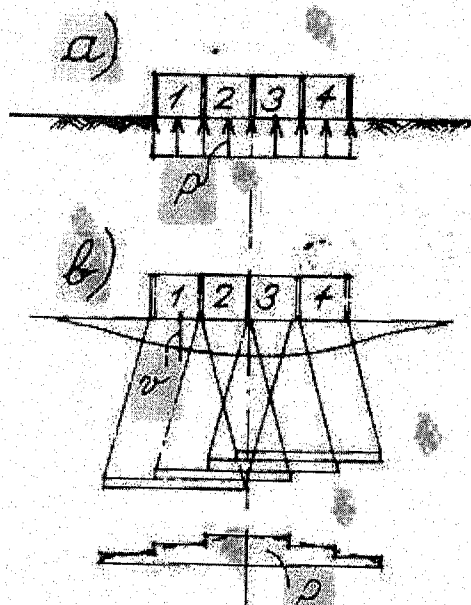


Fig. 5.6

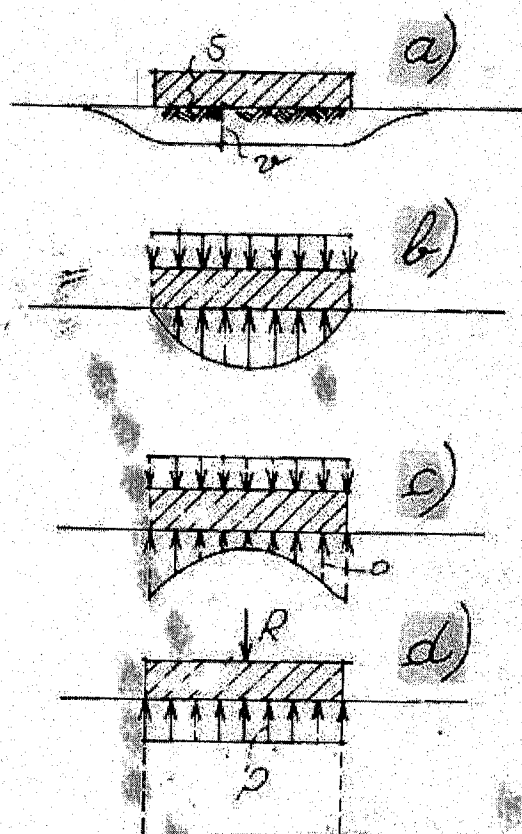


Fig. 5.7

tatto, presentando un diagramma del tipo indicato in fig. 5.7b. Quando il terreno ha natura coesiva, le zone esterne alla superficie di carico sono in grado di sostenere efficacemente le zone perimetrali, che addirittura risultano più rigide di quelle interne, per cui, il diagramma delle pressioni di contatto deve risultare quello indicato nella fig. 5.7c, e presentare quindi le ordinate maggiori in prossimità del contorno. In ambedue le situazioni limite esaminate la conseguenza ovvia è che reazioni del terreno e carichi, anche se questi ultimi sono ripartiti uniformemente, danno luogo in genere ad azioni taglianti e flettenti in corrispondenza di una generica sezione 5 della fondazione.

Può essere inoltre opportuno notare che, se pensiamo nulle le tensioni tangenziali sulla superficie verticale che delimita il nucleo di terra sotto la fondazione (fig. 5.7d), e se riteniamo elastico il terreno, le pressioni di contatto, essendo la fondazione indeformabile, tornano a essere ripartite uniformemente, quando il complessivo carico è centrato; o, con legge lineare, quando essa ammetta invece un'eccentricità rispetto al baricentro della superficie di contatto. Queste osservazioni possono essere utili per renderci conto della legittimità delle ipotesi comunemente adottate nel calcolo del diagramma delle pressioni.

$$\frac{p_1}{p_2} = -\frac{P}{b l} + \frac{6 P e}{b l^2}$$

Se il centro di pressione è fuori del nocciolo, si devono applicare i noti criteri che si usano per il calcolo delle tensioni quando il materiale non resista a trazione; così, per esempio, se la superficie è rettangolare (v. fig. 5.6b), la parte reagente è $(3d \cdot b)$ e la pressione massima risulta

$$p_1 = \frac{2F}{3bd}$$

Come si è accennato, fra le varie ipotesi che legittimano tali risultati si ha quella del complesso fondazioni-sovrastutture rigido.

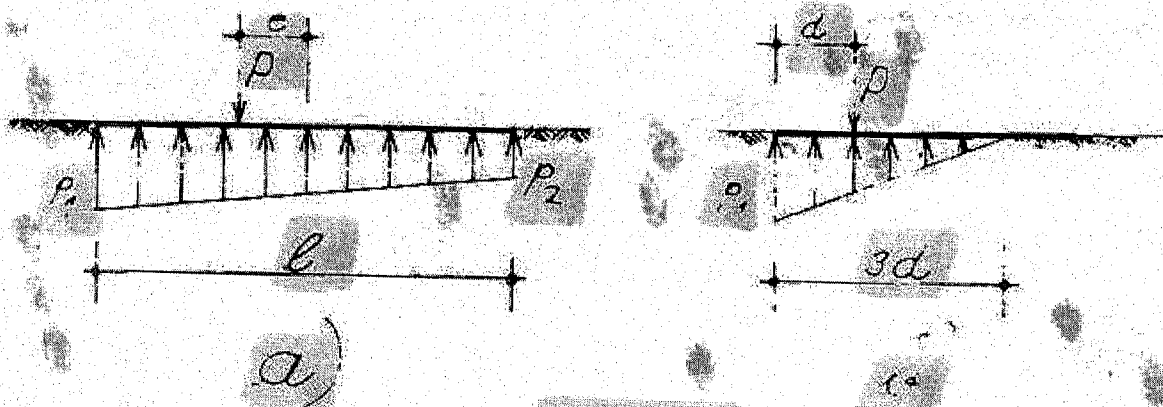


Fig. 5.6

Per quanto riguarda le tensioni tangenziali che il terreno può applicare all'intradosso della fondazione (possono essere importanti ad es. per un muro di sostegno), si ammette la consueta regola riguardante l'attrito: per cui il valore limite del complessivo sforzo radente risulta $T = P \tan \delta$, essendo δ l'angolo di attrito fra terreno e fondazione. È però opportuno tener presente che la possibilità di sviluppare tensioni tangenziali è in realtà connessa con il valore della pressione e tende a zero quando questa si approssima al suo valore limite.

5.2.4. Preliminari

a) - Fondazioni "inerti"

Sono dette inerti quelle fondazioni il cui calcestruzzo è soggetto a tensioni di trazione e di taglio tanto modeste da non richiedere armature, se non nella misura resa eventualmente opportuna da compiti di collegamento dei getti. Il loro impiego è possibile quando il terreno abbia discreta portanza e i carichi siano limitati; spesso il relativo calcestruzzo può venir realizzato con dosaggi di cemento un po' più limitati dei casi consueti ed essere gettato direttamente dentro gli scavi o rudimentali casseforme.

A seconda che i pesi trasmessi dalla costruzione siano applicati da muri oppure da pilastri, si hanno fondazioni continue o isolate (fig. 5.9), il cui dimensionamento viene effettuato per tentativi: fissata l'ampiezza della superficie d'appoggio, si disegna la fondazione raccordando la sezione del pilastro con quella di base, verificando poi che, tenendo conto anche dei pesi della stessa fondazione e del terreno sovrastante, la pressione massima non superi il prefissato valore di sicurezza. Il raccordo fra le due sezioni estreme può essere effettuato ampliando le sezioni con riseghe, oppure in modo continuo. Le fondazioni sono dette, nei due casi, "a blocchi" o "a plinto": il primo tipo, impiegato in genere per fondazioni modeste, è di realizzazione assai semplice, essendo nullo l'onere di casseforme; il secondo, di solito più economico, richiede maggior cura costruttiva. Per l'uno e per l'altro si adotta in ogni caso la regola che la massa del calcestruzzo contenga le rette raccordanti le due sezioni estreme, e che tali rette non debbano risultare inclinate più di $30-35^\circ$ rispetto alla verticale; quest'ultima condizione viene soddisfatta in pratica assegnando per ogni risega della fondazione a blocchi un'altezza pari a 1,5 volte la sporgenza e realizzando così un'inclinazione di circa 34° . A proposito delle riseghe, è bene aver presente che qualunque sia il tipo della fondazione, una dev'esser sempre prevista alla quota del

5.2.3. Le ipotesi usualmente ammesse nel calcolo delle pressioni

L'azione risultante trasmessa dalla fondazione al terreno ammette in genere tre componenti, di cui la verticale è di solito quella più importante. Il calcolo delle pressioni conseguenti a quest'ultima viene usualmente eseguito con le stesse regole che si adottano nel calcolo delle sezioni delle travi soggette a flessione composta; ed è evidente che, per rendere legittimo tale riferimento, si deve supporre la conservazione delle sezioni piane, ossia indeformabile la fondazione; elastico e omogeneo il terreno; infine, per quanto è stato accennato nel punto precedente, nulle le tensioni tangenziali sul contorno del nucleo di terra direttamente caricato.

Logicamente non è possibile ammettere che al contatto tra fondazione e terreno possano sussistere tensioni di trazione. Quindi, se il centro di pressione è interno al nocciolo dell'intera superficie d'intradosso della fondazione, è lecito sovrapporre gli effetti dovuti alla forza centrata e ai momenti (in due piani ortogonali) di trasporto; e se, per esempio, la superficie è rettangolare ai lati b , l , e se si ha eccentricità soltanto in direzione parallela a l , le pressioni estreme valgono (fig. 5.8a)^(5.3):

(5.3) S'intende che agli effetti del calcolo della pressione esercitata sul terreno occorre mettere in conto anche il peso proprio della fondazione; mentre per il calcolo delle sollecitazioni spesso si può ammettere che le due azioni (peso proprio e reazioni del terreno) si compensino reciprocamente.

l'innesto del pilastro, per tener conto degli errori, pressoché inevitabili, di tracciamento degli assi.

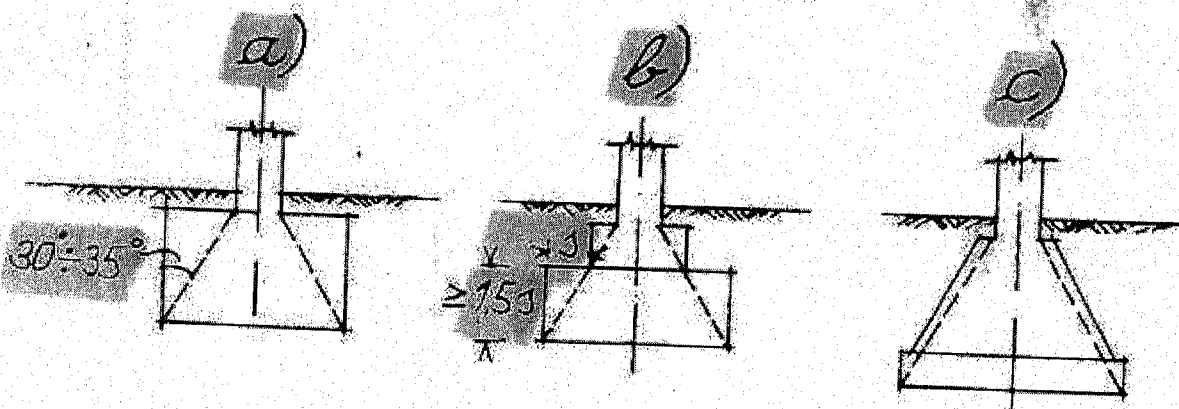


Fig. 5.9

Le disposizioni costruttive innanzi dette si applicano anche nel caso che le fondazioni risultino continue, essendo i carichi applicati da muri; va da sé che in questo caso il raccordo riguarda la sola sezione trasversale e che il calcolo potrà esser riferito a un tratto lungo 1 metro in direzione longitudinale.

Se alla fondazione vengono trasmessi sensibili spinte o momenti, può essere conveniente conferire ad essa forma dissimmetrica, per evitare, o almeno attenuare, gli effetti derivanti dall'eccentricità del peso complessivo.

b) - Fondazioni armate

Quando i carichi trasmessi dalla costruzione sono elevati o il terreno è poco resistente, il peso proprio della fondazione inerte diviene proibitivo, ed è necessario raccordare con maggior rapidità la sezione che applica il carico con quella che trasmette il complessivo peso al terreno. Le tensioni di trazione, e alle volte quelle tangenziali, divengono allora elevate, e bisogna ricorrere necessariamente alle armature e adottare per il calcestruzzo dosaggi normali; inoltre i getti non debbono più essere effettuati a diretto contatto con il terreno, e sul fondo si costituisce prima un sottile strato di calcestruzzo magro, o di ghiaia e sabbia. Naturalmente anche le fondazioni armate possono essere isolate e continue.

La sezione resistente ha in genere forma trapezia e il comportamento, come si è detto, è di corpo bidimensionale. Per i plinti d'importanza corrente il calcolo delle $\sigma_{c,max}$ e dell'armatura relativa al momento flettente può venire eseguito facendo riferimento a una sezione rettangolare fittizia ridotta, di lati

$$s^* = s_1 + \frac{s_2}{3} \left(\frac{2b+b_1}{b} \right) ; \quad b^* = \frac{2}{3} b \frac{s^*}{s} ;$$

in genere si assume $s_1 \cong s/3$ e l'armatura viene distribuita uniformemente.

Quando il plinto risulti molto tozzo, è evidente che un calcolo del genere ha scarso significato. Analogamente a quanto si è soliti fare nei problemi di diffusione di un carico concentrato, si può considerare il comportamento del plinto assimilabile a quello di un ideale traliccio di aste, lungo gli assi delle quali si pensano addensate le risultanti degli sforzi interni in realtà diffusi. Sempre nel caso della pressione uniforme sul terreno, si ottiene, per il complessivo sforzo delle armature secondo la direzione x (si annullano i momenti rispetto al punto A di applicazione della forza $P/2$)(fig. 5.11)

$$s_x = \left[\frac{P}{2} \frac{(a-a')}{4} \right] : h = \frac{P}{2 \operatorname{tg} \alpha}$$

Ad ogni modo, l'entità delle armature calcolabili con i due diversi procedimenti non risulta in genere fortemente dissimile, tenendo conto degli ordinari proporzionamenti. A proposito di questi, di solito si cerca che la tensione tangenziale media di punzonamento sia inferiore a $4+6 \text{ kg/cm}^2$, per evitare la necessità di armature resistenti al taglio.

I plinti risultano armati con doppio ordine di ferri all'intradosso, spesso opportunamente un po' addensati nella zona centrale; inoltre, per assecondare la diffusione del carico, spesso si diva-

5.2.5. Fondazioni isolate (plinti)

Per quanto ci si sforzi di ridurre lo spessore, il corpo mantiene in genere configurazione tozza, a causa sia dei consueti valori delle pressioni in gioco, sia dell'opportunità di rendere abbastanza rigide le fondazioni. Il loro comportamento è quindi di lastre grosse, per cui il calcolo risulta inevitabilmente incerto.

Determinato, con i criteri già illustrati, il diagramma delle pressioni applicate all'intradosso del plinto, sono facilmente ricavabili i valori del momento flettente e del taglio complessivi applicati a una qualunque sezione verticale avente traccia parallela ai lati. Escludendo ovviamente in tale conto di solito il peso proprio del plinto (poiché peso e correlativa parte della reazione si annullano, v. nota 5.3), se la pressione è uniforme, si ha ad esempio per la sezione 1-1 (fig. 5.10)

$$M_1 = pb(a - a')^2/8$$

$$T_1 = pb(a - a')/2$$

$$qL^2/8$$

$$qL/2$$

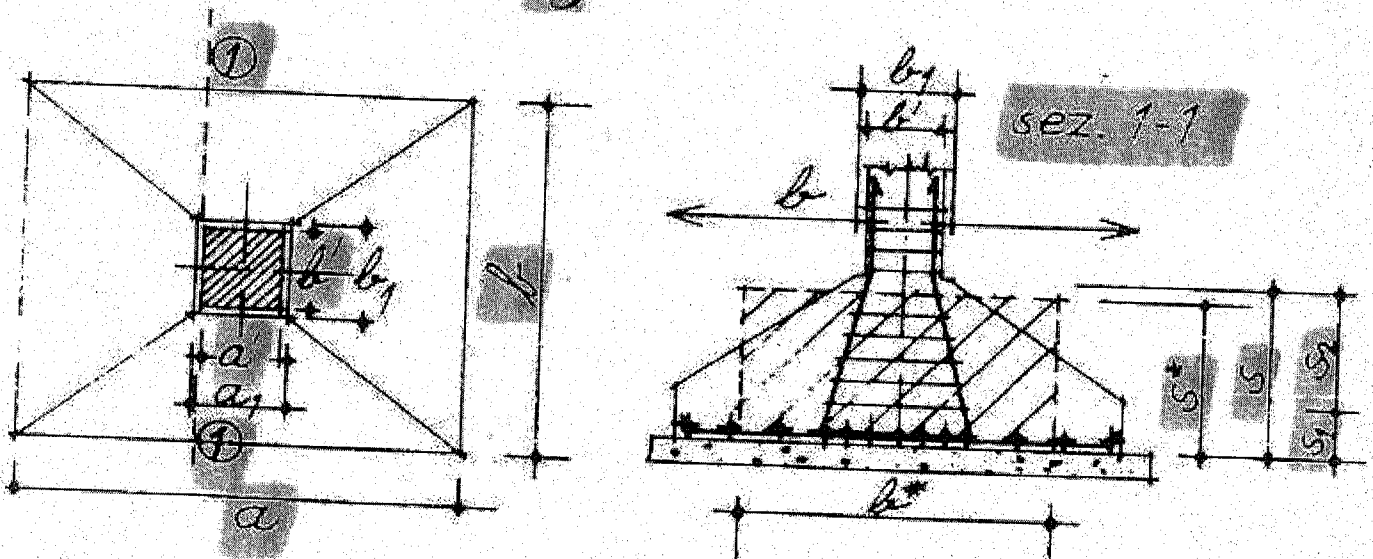


Fig. 5.10

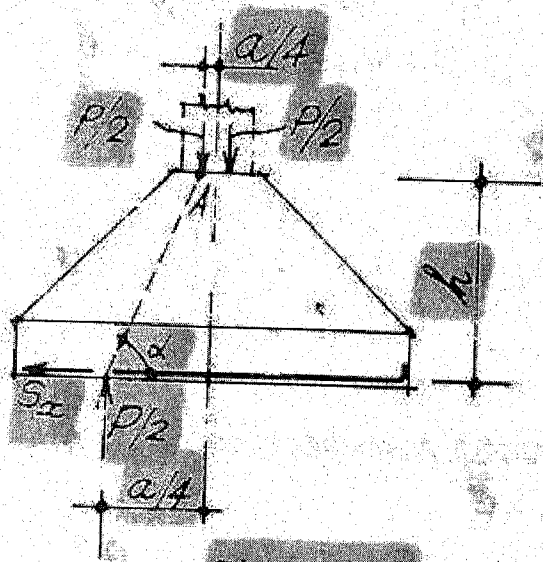


Fig. 5.11

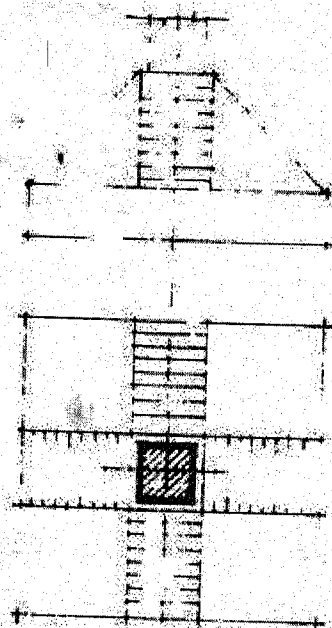


Fig. 5.12

ricano leggermente le armature provenienti dal pilastro, mantenendo un'adeguata staffatura anche all'interno del plinto. E quando sia necessario si ricorre anche a ferri piegati, cercando di presidiare le più probabili sezioni di rottura. E' infine comunque opportuno, per mantenere un discreto grado di rigidità, che le rette congiungenti i punti esterni delle sezioni estreme non siano inclinate più di -50° rispetto alla verticale.

Quando i plinti hanno grandi dimensioni, per evitare elevate quantità di calcestruzzo si adotta alle volte la soluzione di piastra nervata (fig. 5.12); e quando si voglia ridurre il complessivo peso, si ricorre anche a fondazioni "a cassa", corredate di una soletta perimetrale. Difficilmente si ottiene però, con soluzioni nervate, un vantaggio economico.

5.2.6. Fondazioni continue armate

a) Si ha, ad esempio, tale tipo di fondazione quando il carico venga applicato da un muro, e nulla è da aggiungere a quanto è stato detto a proposito del corrispondente tipo inerte, a parte s'intende il ricorso alle armature.

b) Un tipo assai frequente di trave continua è la trave rovescia (fig. 5.13a) che si rende necessaria allorché i plinti contigui debbono acquistare dimensioni tali da rendere inevitabile la loro fusione, oppure per conferire un collegamento alle varie fondazioni; e la trave è detta "rovescia" per mettere in evidenza il segno cambiato che carichi e reazioni hanno rispetto alle ordinarie travi continue dei solai.

Con le consuete regole precedentemente illustrate, essendo noti il valore R e la retta d'azione del complessivo peso della costruzione (quindi l'eccentricità e rispetto al baricentro della base di appoggio), è immediato il calcolo del diagramma di carico e delle relative ordinate estreme

$$\frac{q_a}{q_b} = \frac{R}{l} \left(1 + \frac{6e}{l} \right) ;$$

[5.1]

quindi le pressioni valgono $p = \frac{q}{b}$, essendo b la larghezza dell'ala a contatto col terreno (Fig. 5.13b).

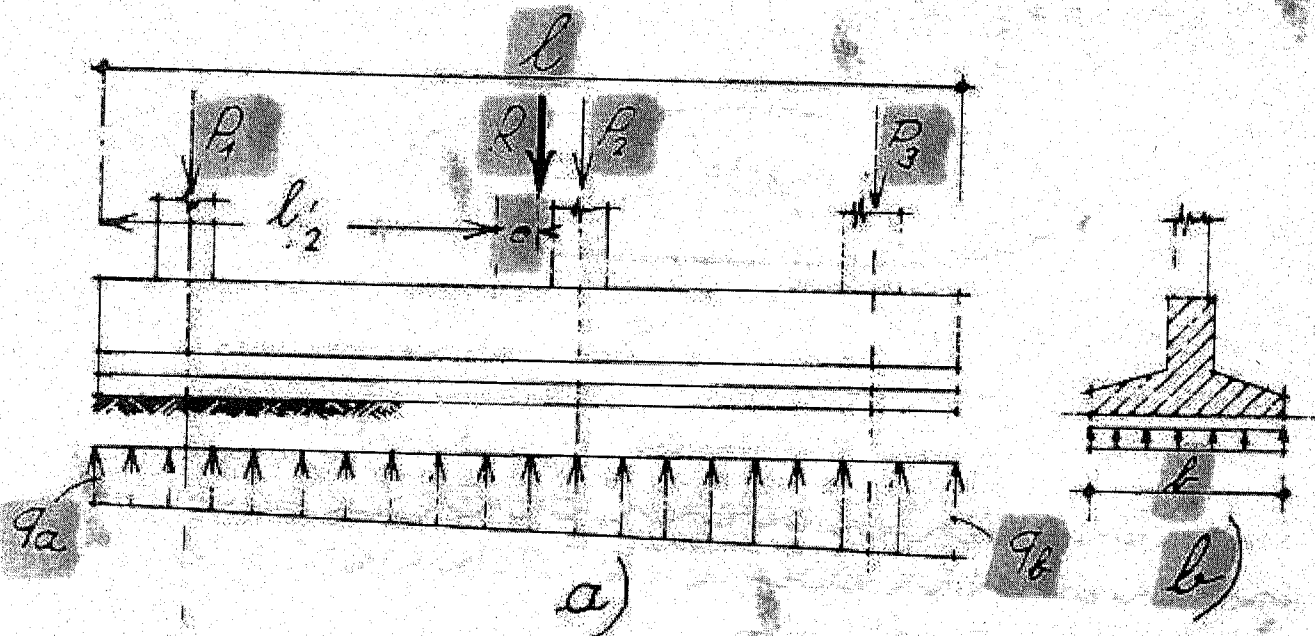


Fig. 5.13

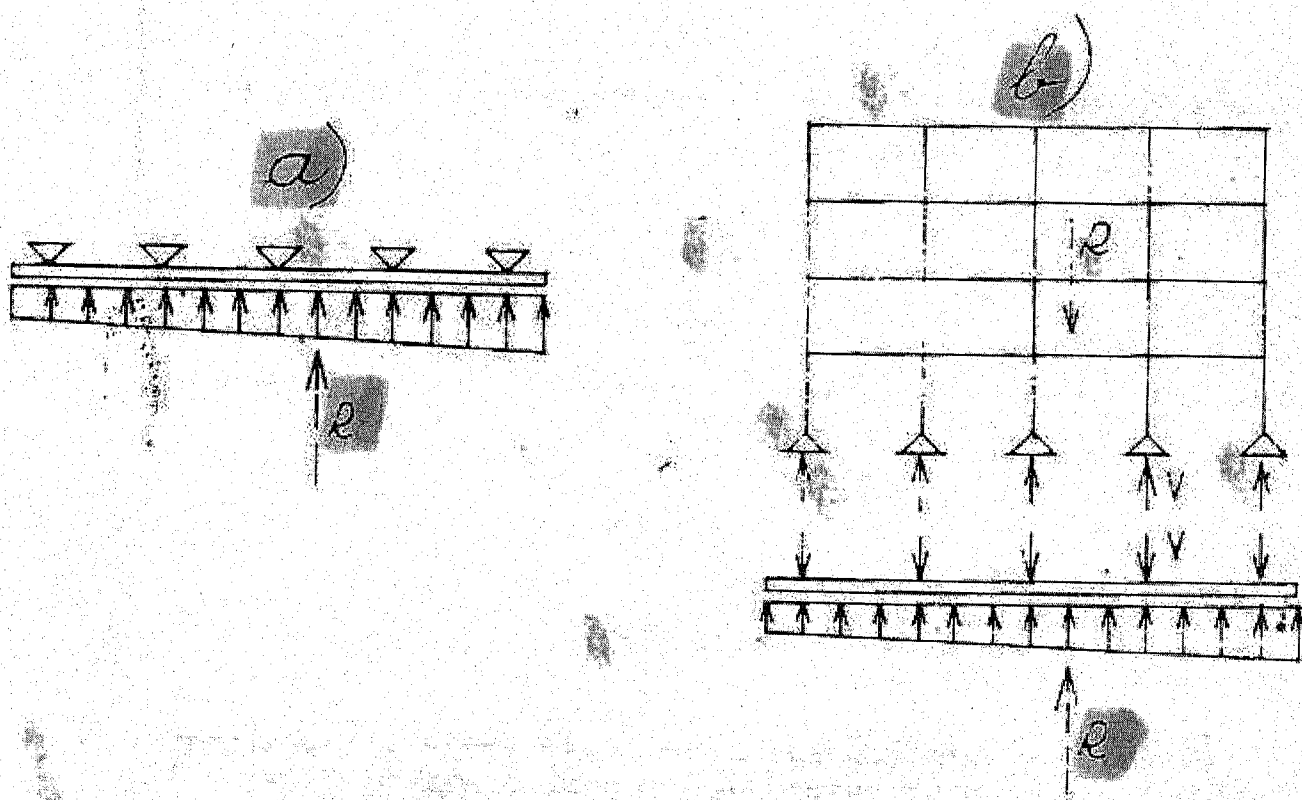


Fig. 5.14

ni delle travi principali dei solai, si aggiungono i pesi delle murature di facciata, delle travi di collegamento, ecc.). Successivamente, pensando di applicare al complesso struttura in elevazione-fondazione le reazioni cambiate di segno fornite dai vincoli fittizi introdotti nella prima fase, queste, per l'ipotesi di evanescente rigidezza delle strutture superiori, vengono assorbite interamente dalla trave di fondazione (fig. 5.14a). Quindi, essendo noti i carichi e la reazione del terreno ripartita (secondo la precedente relaz. [5.1]), è assai semplice il calcolo dei diagrammi dei momenti flettenti e degli sforzi taglianti, essendo per ogni sezione note tutte le forze (in direzione e modulo) che la precedono o la seguono.

Evidentemente la trave risulta sollecitata in direzione sia longitudinale, sia trasversale: in quest'ultima direzione le due ali della sezione si comportano come mensole incastrate nella nervatura, ed è quindi assai semplice il calcolo delle sollecitazioni.

Secondo la direzione longitudinale, invece, lo stato di sollecitazione dipende dal valore dei singoli carichi trasmessi dalle sovrastrutture, e il problema si presenta quindi in genere staticamente indeterminato e assai complesso, qualora lo si volesse risolvere in termini precisi. Per cui possono essere opportune le seguenti valutazioni limite (5.4).

1^a situazione limite: le travi superiori hanno rigidità infinita rispetto a quella della trave di fondazione.

Le reazioni del terreno sono quelle calcolate con la relaz. [5.1], poiché esse, nell'ipotesi di trave di fondazione indeformabile rispetto al terreno, dipendono esclusivamente dal complessivo peso della costruzione. In virtù della infinita rigidità della sovrastruttura, le sezioni in corrispondenza dell'attacco dei pilastri sono impediti di spostarsi relativamente, quindi la trave può esser calcolata considerandola continua su appoggi rigidi (fig. 5.14a); e gli sforzi normali applicati alla base delle colonne corrispondono pertanto alle reazioni di tali appoggi e possono differire sensibilmente dai valori determinati nella 2^a situazione limite.

2^a situazione limite: le travi superiori hanno rigidità trascurabile rispetto a quella della trave di fondazione.

In una prima fase del calcolo le travi superiori possono essere considerate continue su appoggi rigidi, ed è quindi semplice il calcolo dei complessivi carichi gravanti sui pilastri (alle reazio

(5.4) Tali valutazioni limite si trovano più ampiamente illustrate in P. POZZATI, Metodi per il calcolo delle fondazioni, Zanichelli, 1953.

e) Le rigidezze della trave di fondazione e delle travi della sovrastruttura, essendo simili le deformate, sono spesso caratterizzabili con i momenti d'inerzia J delle relative sezioni. Quindi, se i diagrammi ricavati nelle due situazioni limite sono troppo discosti, per una qualunque azione interna può essere assunto il valore

$$z = z_I + (z_{II} - z_I) \frac{J_f}{J_f + \sum J_{i, \text{sup}}}$$

essendo J_f e $J_{i, \text{sup}}$ rispettivamente i momenti d'inerzia della trave di fondazione e della trave al piano generico i .

Frequentemente è però semplice valutare le circostanze di fatto per le quali sia da considerare più attendibile l'una o l'altra delle due situazioni limite; spesso la prima è la più significativa, perché i muri divisorii possono conferire alle strutture superiori notevole rigidezza. Nei casi incerti (e sono frequenti) è opportuno far riferimento alla più gravosa delle due situazioni.

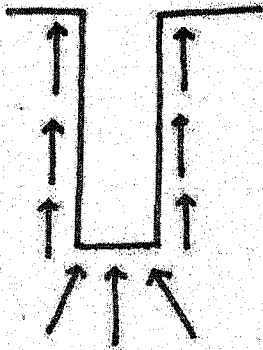
È infine buona regola dotare la trave di piccoli sbalzi oltre i pilastri estremi, senza tuttavia eccedere, per non provocare in questi sforzi normali molto elevati.

f) Alle volte, per estendere l'ampiezza della superficie d'appoggio, o per l'opportunità di collegamenti in due direzioni, si presenta la necessità di adottare un reticolo di travi di fondazione.

Essendo nota la risultante dei pesi del fabbricato è semplice calcolare, con le consuete regole della flessione composta, la distribuzione delle pressioni sul terreno. Si possono considerare quindi le due situazioni limite illustrate nei punti c), d): relativamente alla prima si debbono considerare più sezioni interessanti tutte le travi di un ordine e, quando la distribuzione dei pesi sia tale da consentirlo, si ammette che le varie travi siano egualmente sollecitate.

In alcuni casi l'ampiezza delle ali può risultare tanto elevata da rendere necessaria una platea continua armata; la quale si presenta come un solaio rovesciato, per cui, se pure di rado, può

→ LE AZIONI SU DI ESSI SONO:



→ I PALI PREFABBRICATI HANNO DIVERSI VANTAGGI. INOLTRE, A SECONDA DEL N° DI COLPI NECESSARI A INFILARE IL PALO, È POSSIBILE DETERMINARE LA CONSISTENZA DEL TERRENO. (V. PROVE DI GEOTECHNICA) PERÒ L'INFILATURA FA RUMORE ED È DIFFICILE CONTROLLARE LA PROFONDITÀ D'INFILAZIONE.

→ QUESTI SONO CHIAMATI «PALIFRANCHI» (DA FRANK, L'INVENTORE)

24/03/2015

LE FONDAZIONI

$$q_t = c \cdot N_c + \gamma_{t1} \cdot t \cdot N_q + \gamma_{t2} \cdot \frac{b}{2} \cdot N_\gamma \rightarrow \text{si trova dalla tabella}$$

coefficiente coesione terreno

Valore portanza in funzione dell'angolo d'attrito (adimensionale)

valore del diagramma

Calcolare la portanza di un terreno che ha:

- $\gamma_{t2} = 18 \text{ KN/m}^3$
- $b = 1,20 \text{ m}$
- $\varphi = 30\%$
- materiale incoerente $c=0$

$$q = c \cdot N_c + \gamma_{t1} \cdot t \cdot N_q + \gamma_{t2} \cdot \frac{1}{2} b \cdot N_\gamma$$

$$q = 0 + 0 + 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{1,20}{2} \cdot 8 = 86,40 \text{ KN/m}^2$$

↓

$0,0864 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_t = q_t$$

$$\rightarrow \bar{\sigma} = \frac{0,0864}{2,30} = 0,0375 \text{ N/mm}^2$$

grado di sicurezza

2,3

quando si fanno i calcoli con i valori limiti è 2,30

con le tensioni ammissibili è 3,00

25/09/2015

$$\sigma_t = \frac{q_t}{f_s} = \frac{q_t}{2,3}$$

$$\sigma_{calc} \leq \sigma_{amm}$$

MATERIALE	σ_t (N/mm ²)	
Terreno Vegetale	0,01 ÷ 0,05	Placca o travi rovesce
Sabbia	0,1 ÷ 0,15	
Argilla compatta	0,15 ÷ 0,20	Fondazioni con i pali
Sabbia - Ghiaia	0,25 ÷ 0,40	
Rocce frammentate	0,40 ÷ 0,50	Piloti collegati o travi rovesce
Roccia compatta	0,50 ÷ 1,00	

28/09/2015

• Terreno ghiaioso

• Peso specifico 18 kN/m³

• $\alpha = 35^\circ$

• $c = 0$

Pilota quadrato (1,80 · 1,80) m a profondità $t = 3$ m

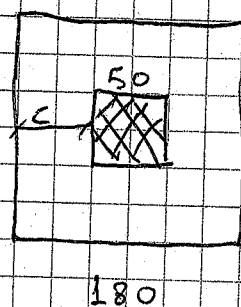
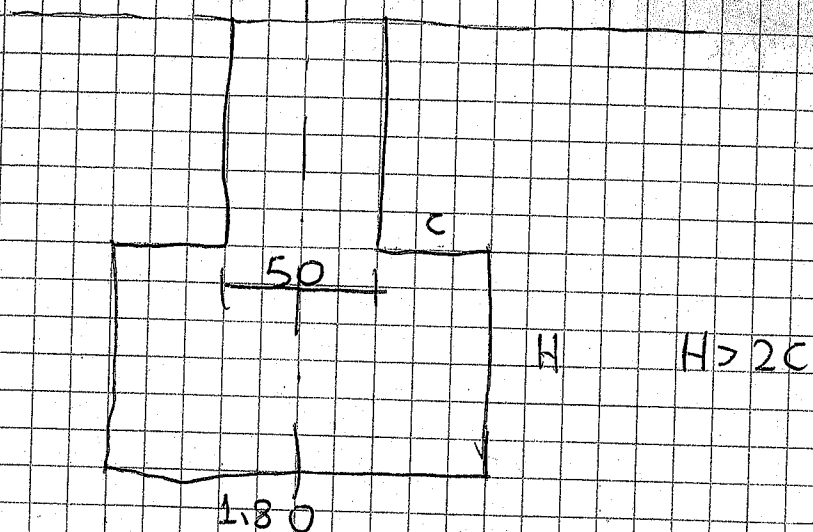
$$q_t = c \cdot N_c + \gamma_{t1} \cdot t \cdot N_q + \gamma_{t2} \cdot \frac{b}{2} \cdot N_\gamma$$

$$q_t = 0 \cdot 25 + 0 \cdot 3 \cdot 15 + 18 \cdot \frac{1,80}{2} \cdot 12 = 194,40 \text{ kN/m}^2$$

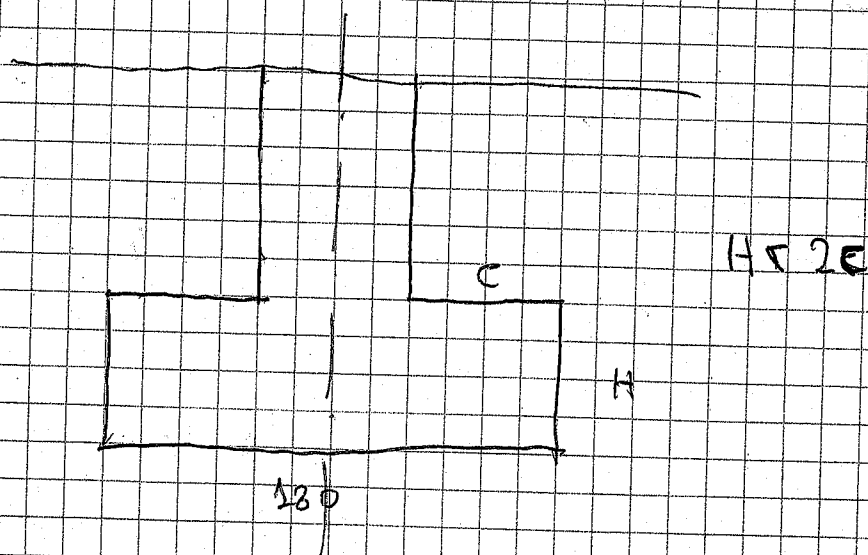
↓
0,1944 N/mm²

$$\sigma_t = \frac{q_t}{f_s} = \frac{0,1944}{2,3} = 0,0845 \text{ N/mm}^2$$

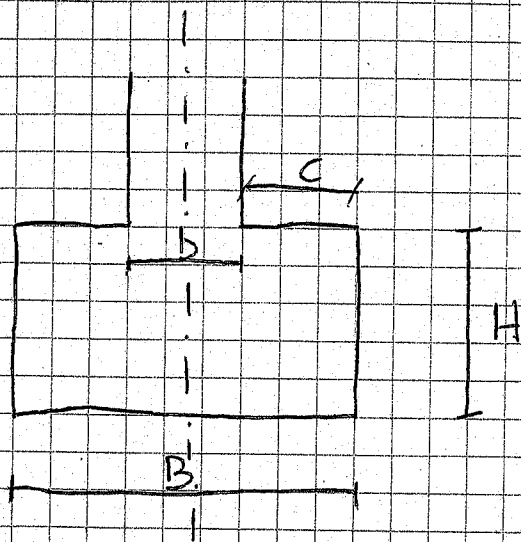
Plinto massiccio



Plinto flessibile



01/10/2015



$$B = \text{minimo } 3 \cdot b$$

$$\tau = \frac{N}{A}$$

Roccia $\rightarrow \tau = 0,4 \div 1,0 \text{ N/mm}^2$
sottopiede terreno

Pilastro n. 7 fotocopia Solaio copertura 1° PIANO

$$\text{Area di pertinenza} = 3,70 \cdot 6,60 \text{ m}^2 = 24,42 \text{ m}^2$$

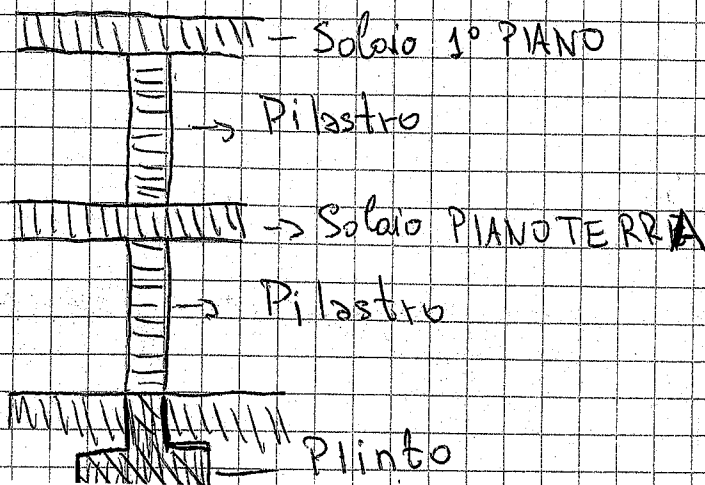
$$24,42 \text{ m}^2 \cdot 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 244,20 \text{ KN}$$

peso
solaio

$$244,20 \cdot 2 = 488,40 \text{ KN}$$

SOLAIO 1° PIANO
E PIANO TERRA

$$1 \text{ PILASTRO } 40 \times 40 \times 3 = 12 \text{ KN} \cdot 2 \text{ PILASTRI} = 24 \text{ KN}$$



$$\begin{array}{r} 488,40 + \\ 24,00 + \\ \hline 30,00 \end{array} \rightarrow \text{Peso plinto}$$

$$542,40 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma} = 0,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{N}{A}$$

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}} \rightarrow A = \frac{4542,40 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,8 \text{ N/mm}^2} =$$

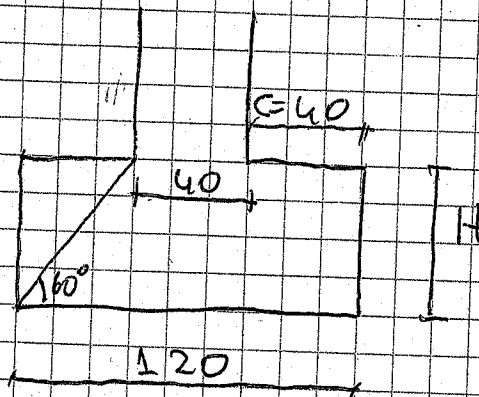
$$= 678000 \text{ mm}^2$$

$$l_{\text{plato}} = \sqrt{678000} = \boxed{823,40 \text{ mm}}$$



$$120 \text{ cm}$$

Plinto t0220



$$\frac{H}{C} = \tan 60^\circ$$

$$H = C \cdot \tan 60^\circ = 40 \cdot \tan 60^\circ = 69,30 \text{ cm}$$



$$\boxed{70 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{N \cdot (l_{\text{plinto}} - l_{\text{pilastro}})}{8 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$d = H - 5 = 70 - 5 = 65 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{542,40 \cdot 10^3 \text{ N} (1200 - 400)}{8 \cdot 650 \cdot 381} = \boxed{213,41 \text{ mm}^2}$$

↓

$$2,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d$$

f_{ctm} = resistenza a trazione del cls

f_{yk} = resistenza caratteristica ferro

b = lunghezza elemento

d = altezza utile

C 25/30 B 450C

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 2,56$$

$$A_{s_{\min}} = 0,26 \cdot \frac{2,56}{450} \cdot 1200 \cdot 650 = 1153,70 \text{ mm}^2$$

$$\boxed{11,54 \text{ cm}^2}$$

02/10/2015

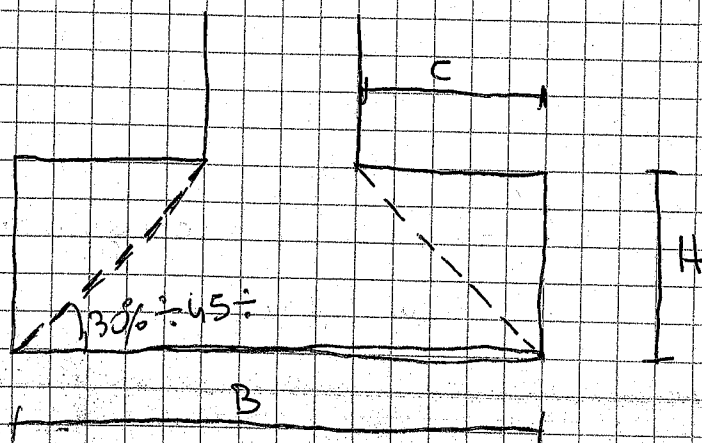
$$\sigma_t = \frac{N}{A}$$

(A) $\rightarrow$ e' sempre un'incognita

$$H = c \cdot t_{g2}$$

$$A_s = \frac{N (L_{\text{PLINTO}} - L_{\text{PILASTRO}})}{8 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

PLINTO FLESSIBILE (SNELLO)



$$\frac{c}{H} \geq 2$$

$$A = \frac{N}{\sigma_t}$$

05/10/2015

COSTRUZIONI IN EGITTO - MESOPOTAMIA - GRECIA

① **EGITTO** → Caratteristiche favorevoli del territorio dovute alla presenza del Nilo.

↓
Organizzazioni delle **Abitazioni** → Recinto chiuso su cui si affacciano stanze con copertura a terrazzo.

- a mattoni crudi o Fango
- coperture in legno

Palazzi → Stessi materiali + vasche e giardini

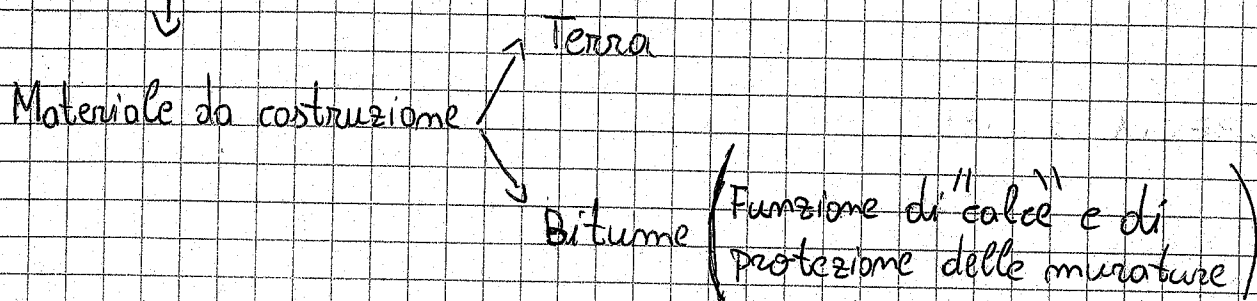
FORME DELL'ARCHITETTURA → Molto imponenti, completamente in pietra e granito

COMPLESSI DI GIZAH → Primo complesso monumentale della grande architettura sacra egizia

↓
PIRAMIDI — CHEOPE
 — CHEFREN
 — MICERINO

Tempio di Luxor → XV secolo a.C. → Viale fiancheggiato da sfingi

② MESOPOTAMIA → (Attuale Iraq → Zona del Tigri e dell'Eufrate)



Edifici e Infrastrutture → mattoni crudi

Mattone cotto → Per Fondazioni, rivestimento esterno.

- BABILONIA → Città più grande e più importante del punto economico-politico e simbolico.

↓
Dimensioni enormi

L'opera più importante → ~~elaborata~~ **Ziqqurat**

↓
Tempio a forma piramidale
costruito in terra e rivestito
in pietra.

10/10/2015

③ GRECIA

- Cultura e società nella Grecia Antica → Posto centrale nello cultura europea

↓
Modello di riferimento
per ~~l'architettura~~ l'architettura
europea.

- Luoghi dove si è sviluppata la cultura.

↓
(Vedere la mappa nel testo)

- GRECIA → Attuale penisola greca
Italia meridionale (Magna Grecia)
Isole Egeo
Coste occidentali dell'Anatolia

- Organizzazioni delle città → Piccole città Stato, ciascuna con la propria costituzione, le proprie leggi e il proprio esercito.

- Casa greca → Casa del cittadino comune

↓
Organizzata attorno a un patio

↓
Le case dei ricchi erano caratterizzate da 2 porticati (PERISTILIO)

× la famiglia
↓

Attorno si sviluppa la
casa delle donne
(GINECEO)

× il pubblico
↓

Su questo si affacciavano gli
ambienti per l'uomo
(ANDROCEO)

ANDITO → Stretto corridoio → elemento di collegamento
tra le $\neq$ parti della casa.

ORGANIZZAZIONE POLITICA E FORMA DELLA CITTÀ

Atene → Città più rappresentativa → Luogo più importante per le manifestazioni civili e religiose

① AGORA



Sede del commercio e delle istituzioni democratiche

② ACROPOLI



Sede di religiosi, maggiori movimenti religiosi

① Spazio aperto, assimilabile alla nostra piazza; si teneva l'ecclesia, l'assemblea generale dei cittadini di Atene.

② Luogo Sacro dedicato alla protettrice della città (Presenza dei Templi)

• Organizzazione della città → Impianto più regolare carat-

(CITTÀ DI MILETO - IPPODAMO DA MILETO) = terrazzato da isolati a forma rettangolare con vie rettilinee aventi lunghezze contenute.

Divisione funzionale e per classi sociali della città.

ABITAZIONE DEI GRECI → piuttosto modeste perché i cittadini vivevano gran parte del loro tempo libero in luoghi pubblici.

TEATRO → Luogo per le rappresentazioni sacre.

PALESTRE - GINNASI - STADIO → luoghi per le attività sportive

EDIFICI SACRI - TEMPIO → Ha forma semplice e regolare, con pianta  con copertura a 2 falde (interrotta in corrispondenza dello cella)

ORDINI ARCHITETTONICI → Sono la caratteristica peculiare dell'architettura greca.

CELLA O NAOS → parte chiusa del tempio che contiene la statua del dio/dea

COLONNA → Sostegno verticale costituito da

- ① BASE
- ② FUSTO
- ③ CAPITELLO

① Costituisce l'appoggio inferiore

② È l'elemento verticale (può essere liscio o scanalato)

③ Raccomoda tra la colonna e la struttura orizzontale.

L'ORDINE ARCHITETTONICO → Organizza le forme e le $\neq$ proporzioni tra gli elementi.

→ mi consente di riconoscere un dimensionamento proporzionale e preciso tra le $\neq$ parti.

COMPLESSO

COLONNA - TRABEAZI

Struttura Verticale

Struttura orizzontale

→ È composto da:

- Architrave (simula la trave d'appoggio nello stile ionico e corinzio, ha decorazioni lineari orizzontali).

- FREGIO : è differente nei $\neq$ ordini
- CORNICE: grande, contiene il canale di pietra.

- 3 ORDINI $\rightarrow$
- + 1) DORICO: è il + solido (ordine maschio) le colonne hanno $> \phi$, $>$ lunghezza degli architravi, $>$ sporgenza delle cornici.
 - 2) IONICO: è + snello rispetto all'ordine 1 architravi + corti con $>$ decorazioni (ordine femminile)
 - + 3) CORINTHIO: leggermente più snello dell'ordine 2 ma ricco di decorazioni

(IMPORTANZA DEL MODULO)

Partenone $\rightarrow$ Esempio di costruzione Sacra.

0.4/10/2015

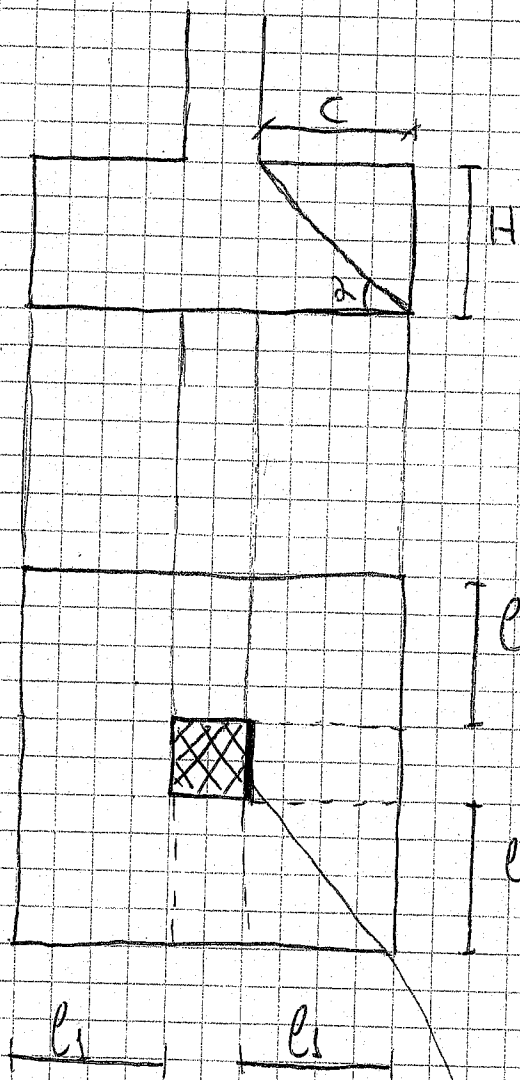
PLINTI FLESSIBILI

$$\overline{N}_{lim} = \frac{N}{A}$$

Sommatoria di tutti i pesi

$$N_{tot} = N + (5\%) N$$

Peso proprio plinto



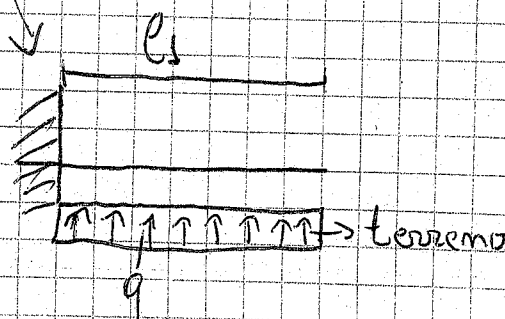
$$\alpha = 30\% \div 45\%$$

$$H = c \cdot \tan(\alpha) \rightarrow \text{prendere } 33\%$$

35% e' l'ideale

$$A = \frac{N}{\overline{N}_{lim}}$$

$$l = \sqrt{A}$$



(18)

$$q = \overline{N}_{lim} \cdot l_1 \text{ (N/mm)}$$

$$M_{sa}^{\oplus} = \frac{1}{2} q \cdot \ell^2$$

$$d = H - 5$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

08/10/2015

Si progetti un plinto flessibile che deve sostenere i seguenti carichi:

$$Q_{p,7} = 100 \text{ KN}$$

$$Q_p \text{ permanente} = 800 \text{ KN}$$

$$Q_{accidentale} = 160 \text{ KN}$$

Plinto SLU = ?

$$\sigma_{t,am} = 0,8 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{TOT} = 100 \cdot 1,3 + 800 \cdot 1,5 + 160 \cdot 1,5 = 1570 \text{ KN}$$

$$\text{Peso plinto} = 5\% \cdot 1570 = 78,5 \text{ KN}$$

$$N_{TOT} = 1570 + 78,50 = 1648,50 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$A = \frac{N}{\sigma} = \frac{1648,50 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,8 \text{ N/mm}^2} = 2060625 \text{ mm}^2$$

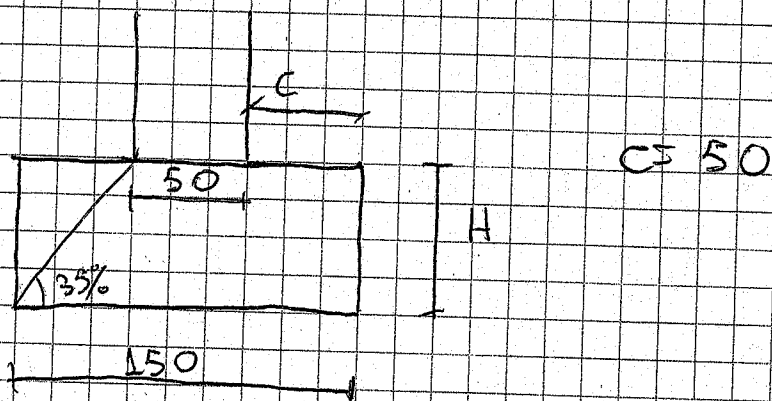
$$\downarrow$$

$$2,06 \text{ m}^2$$

$$\ell = \sqrt{2,06} = 1,43 \text{ m}$$

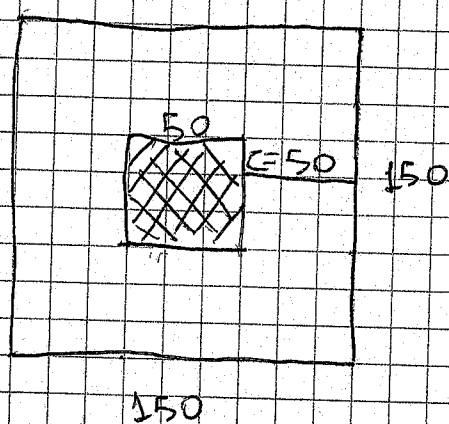
viene approssimato a 1,50 m

dimensione pilastro = (50×50) cm

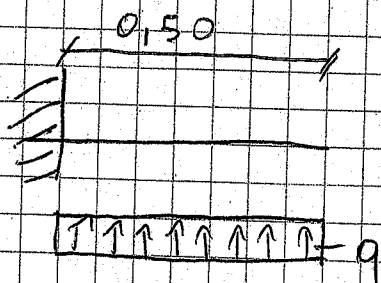


$$H = C \cdot \tan 35^\circ = 50 \cdot \tan 35^\circ = 35,01 \text{ cm}$$

40 cm



$$\sigma_{t, \text{reale}} = \frac{N}{A} = \frac{164850}{(15 \cdot 15)} = 732,66 \text{ KN/m}^2$$



$$q = \sigma_t \cdot l_1 = 732,66 \cdot 0,50 = 366,33 \text{ KN/m}$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot 366,33 \cdot (0,5)^2 = 45,79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

20

$$d = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{45,79 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 360 \cdot 391} = 371,77 \text{ mm}^2$$

$$\downarrow$$

$$3,72 \text{ cm}^2$$

10/10/2015

E25/30 B450C

$$A_{smin} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ek}^2} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 2,56$$

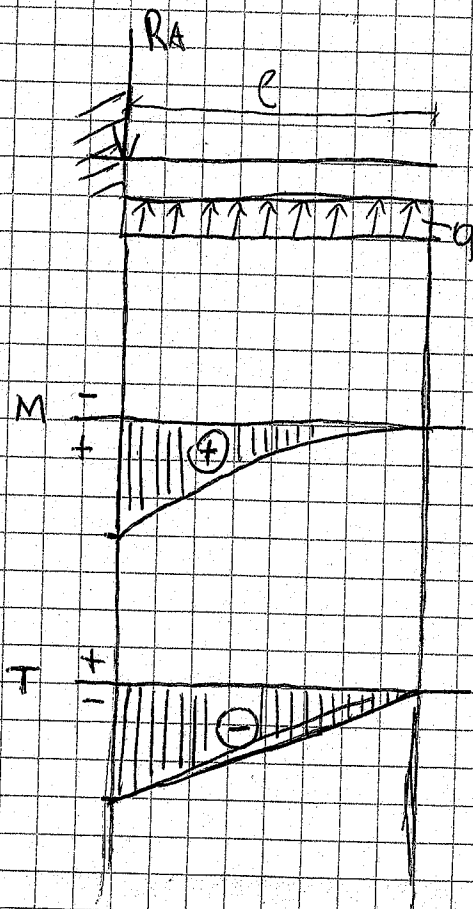
$$f_{yk} = 450$$

$$A_{smin} = 0,26 \cdot \frac{2,56}{450} \cdot 1500 \cdot 360 = 800,27 \text{ mm}^2$$

$$\downarrow$$

$$8,00 \text{ cm}^2$$

7 Ø 14



$$R_A = q \cdot l$$

$$R_A = 366,33 \cdot 0,5 = 183,165 \text{ kN}$$

$$Q_{ca} (V) = R_A = 183,165 \text{ kN}$$

↓
Taglio

$$V_{rd} = \frac{0,18 \cdot K \cdot \sqrt{100 \cdot \rho \cdot f_{ctk}}}{\gamma} \cdot B \cdot d \geq V_E$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \rightarrow \boxed{K = 1,75}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,745$$

$$\rho = \frac{A_s}{B \cdot d} = 0,003$$

$$V_{rd} = \frac{0,18 \cdot 1,75 \cdot \sqrt{100 \cdot 0,003 \cdot 25}}{1,50} \cdot 1500 \cdot 360 = 310558,69 \text{ N}$$

↓
310,56 kN

$V_{rd} > V_E \rightarrow \text{Verificato}$

Verifica punzonamento

$$F_{resistente} = 0,5 \cdot u \cdot H \cdot f_{ctm} \geq N_d$$

$$u = 2(a+H) + 2(b+H)$$

perimetro

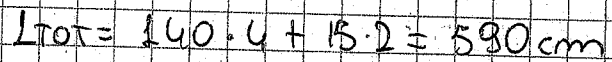
a, b > dimensioni pilastro

$$u = 2(50+40) + 2(50+40) = 360 \text{ cm} \rightarrow 3600 \text{ mm}$$

$$F = 0,5 \cdot 3600 \cdot 400 \cdot 256 = 1843200,00$$

Il plinto è soggetto a punzonamento quindi bisogna aumentare l'altezza o cambiare materiale, oppure entrambi.

Plinto quadrato



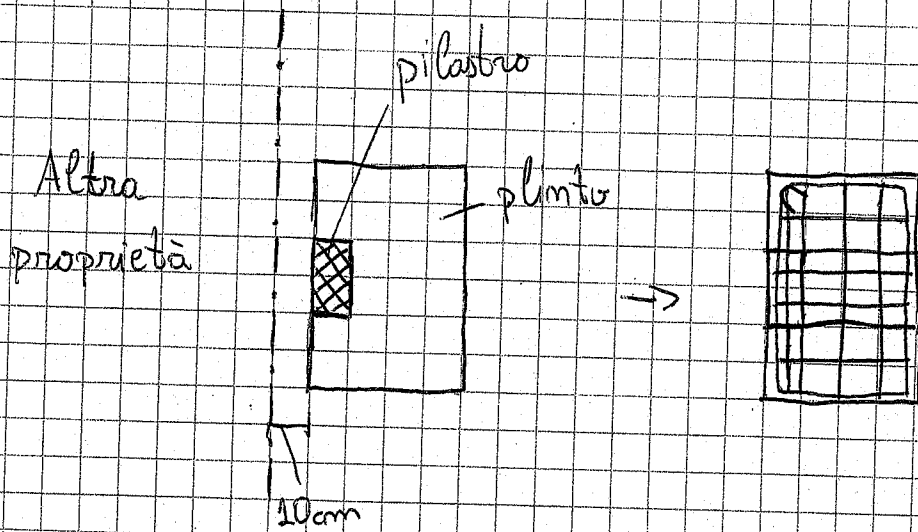
Hand-drawn diagram of a square cross-section of a reinforced concrete slab. The slab is 14.5 units wide and 8 units deep. It features a grid of reinforcement bars. A central 4x4 grid of bars is highlighted with a cross-hatch pattern. The diagram is labeled with dimensions and a section line A-A.

Diagram illustrating the dimensions of a rectangular plate with a central hole. The plate has a total length of 133 mm and a total width of 32 mm. The central hole has a diameter of 16 mm. The distance from the left edge to the left side of the hole is 15 mm. The distance from the right edge to the right side of the hole is 15 mm. The distance from the top edge to the top of the hole is 2 mm. The distance from the bottom edge to the bottom of the hole is 2 mm. The diagram is labeled with dimensions and a formula for the total length: $L_{TOT} = 133 \cdot 2 + 32 \cdot 2 + 15$.

$$L_{TOT} = 133 \cdot 2 + 32 \cdot 2 + 15 \cdot 2 = 372 \text{ cm}$$

16/10/2015

Plinto zoppo



$$N_{TOT} = p_p \cdot 1,3 + p_{perm} \cdot 1,5 \cdot Acc. \cdot 1,5$$

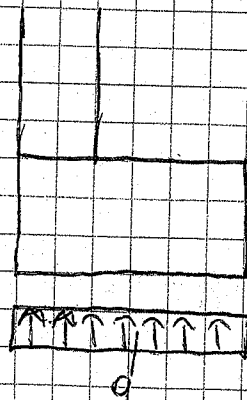
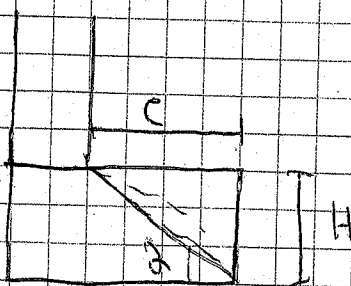
Se abbiamo $Q \rightarrow N_{TOT} = Q \cdot 1,5$

$$A = \frac{N}{\sigma_t}$$

$$l = \sqrt{A}$$

C 20/25

$$H = C \cdot \tan \alpha$$

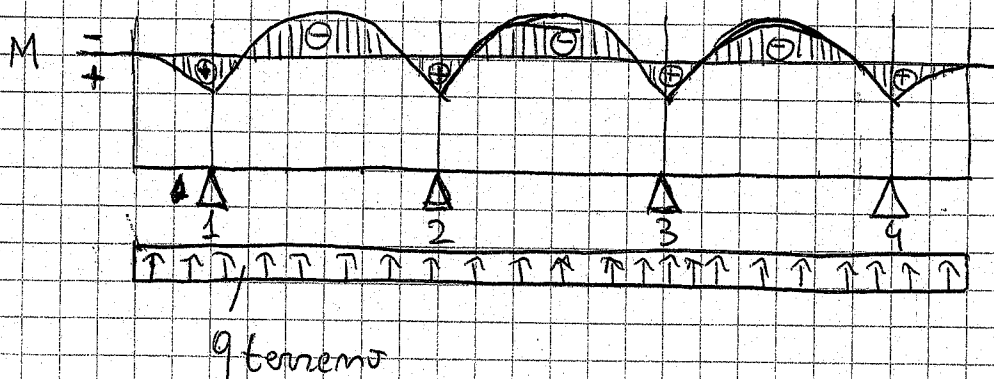
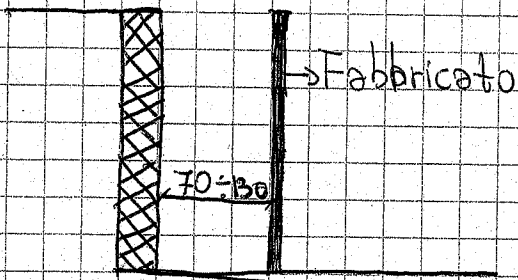
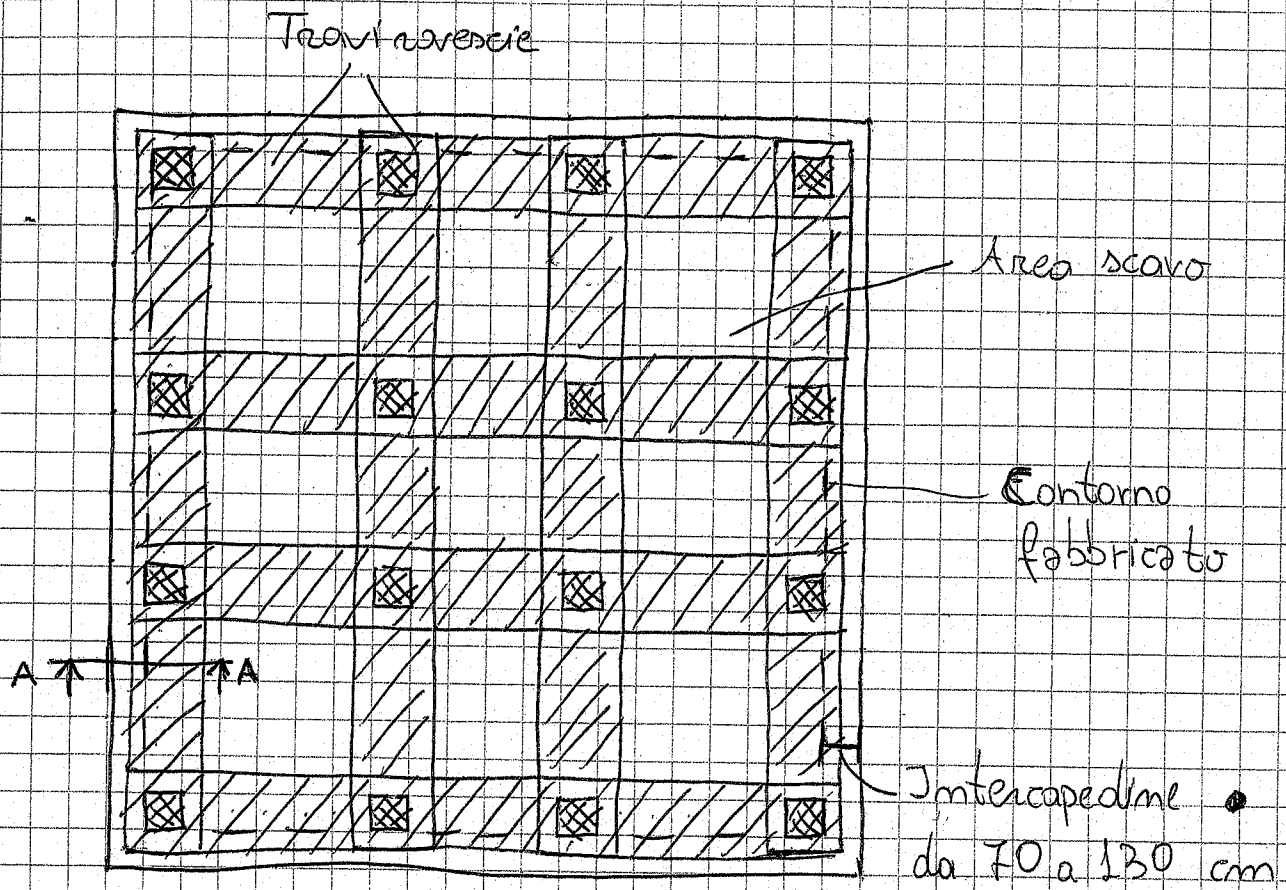


$$a = \sqrt{1,5} \cdot l$$

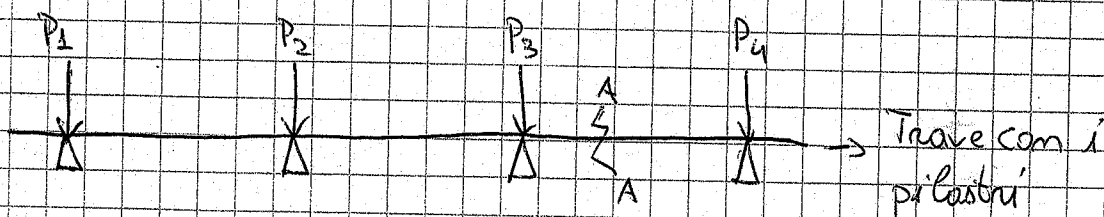
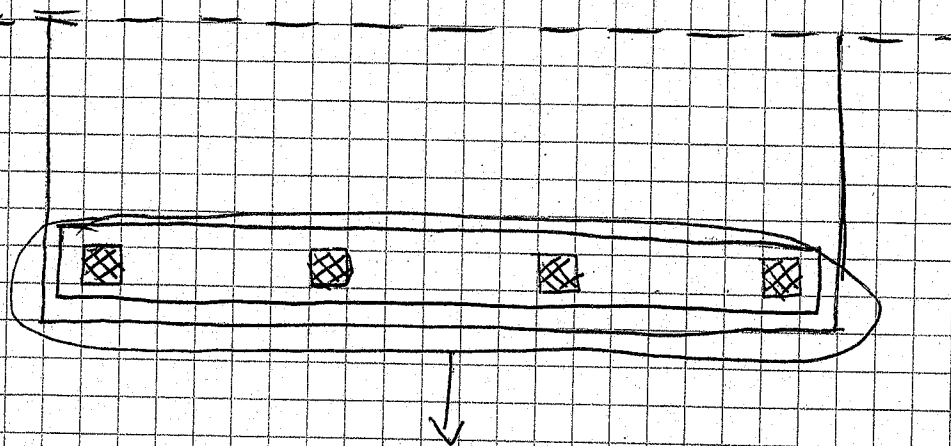
(29)

13/10/2015

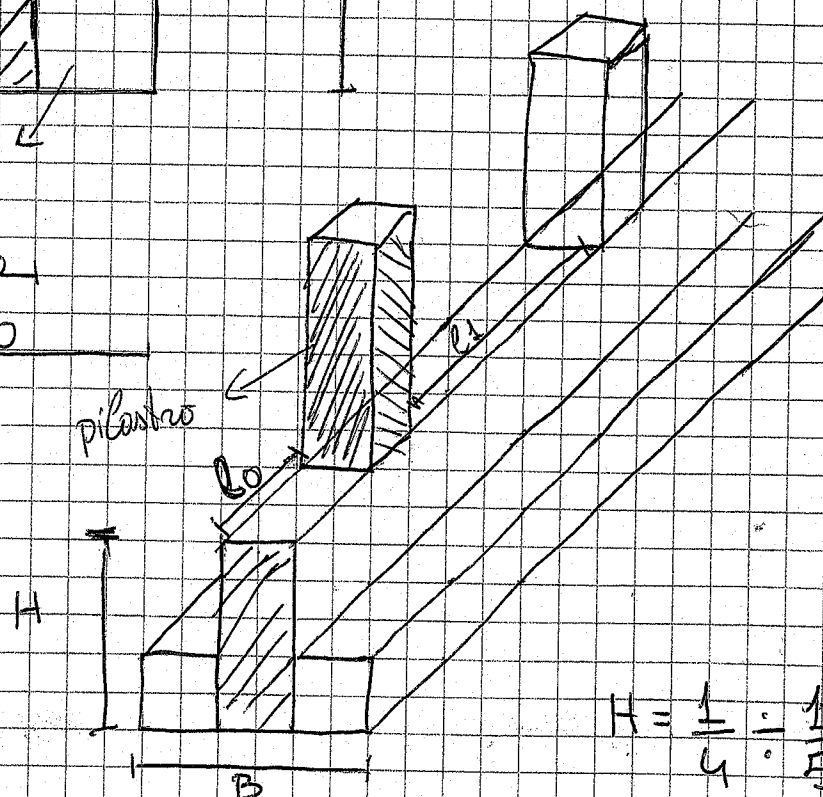
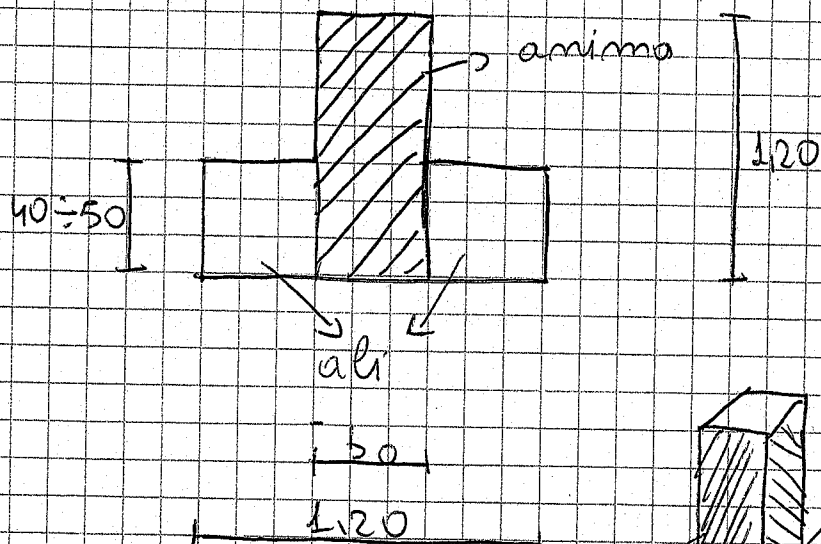
FONDAZIONI A TRAVI ROVESCE



22/10/2015



SEZ A-A



$$H = \frac{1}{4} \div \frac{1}{5} l_{max}$$

28/10/2015

IMPIANTO IDRICO

La legge degli impianti è la 37 del 2008.



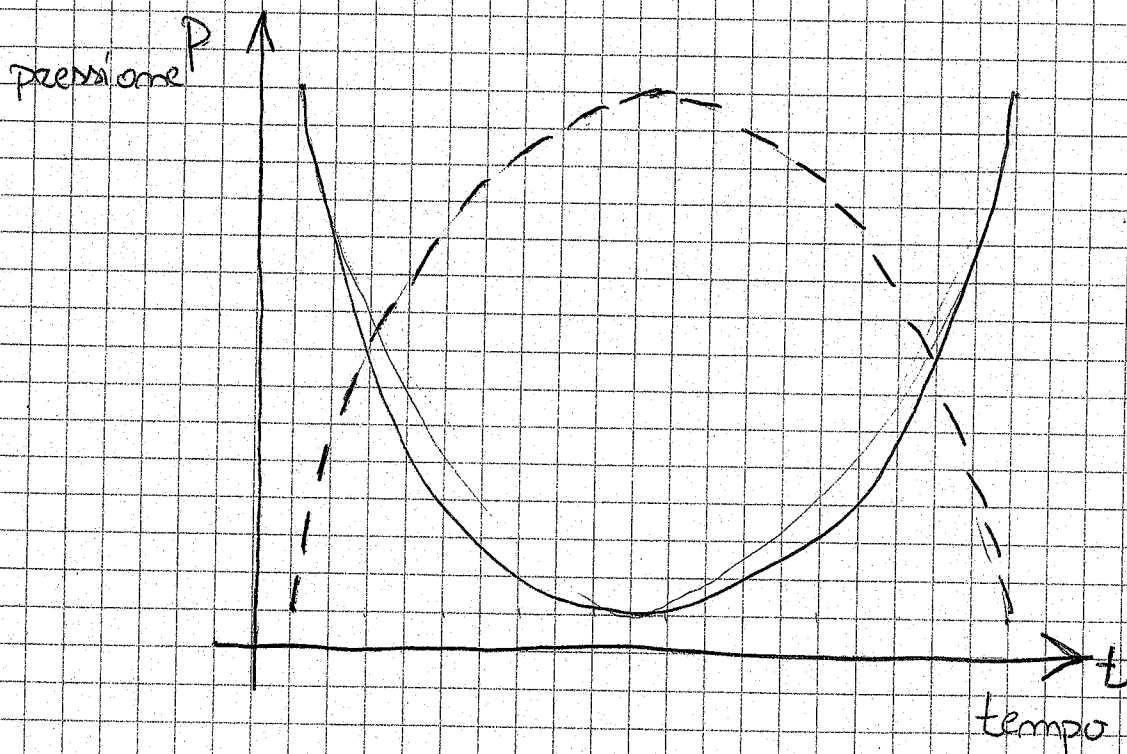
Ogni fabbricatore è obbligato a tenere un suo impianto che deve essere disegnato, approvato e consegnato.

A tutti i fabbricati deve stare scritto che l'acqua viene prelevata dall'acquedotto.

Pressione → Pascal (Pa)

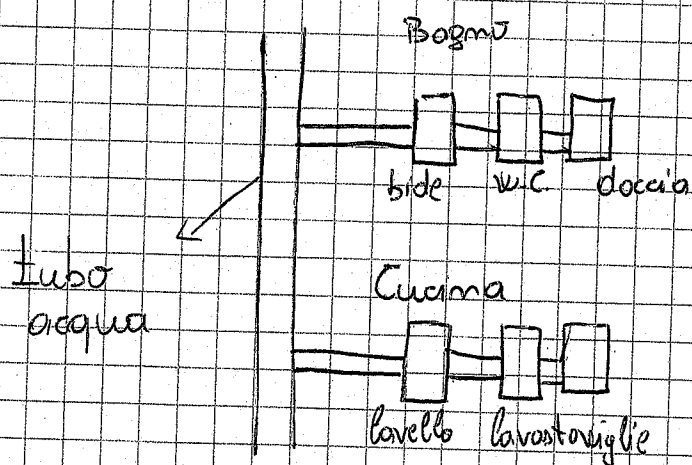
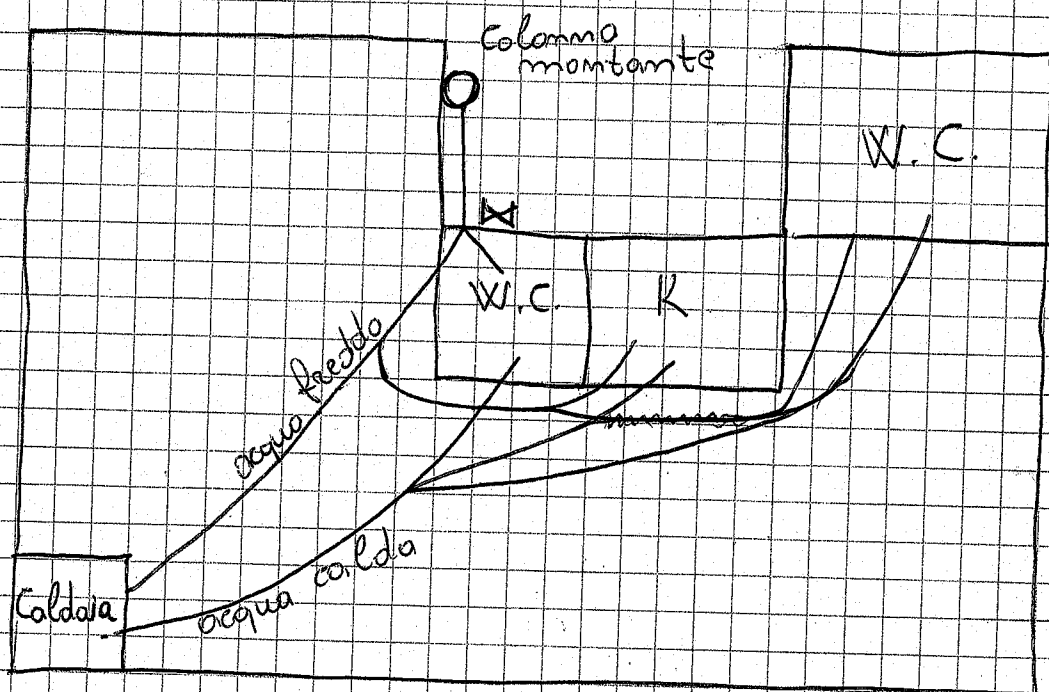
$$P = \frac{1N}{1m^2} = 1Pa$$

Autoclave → Impianto di sollevamento acqua.





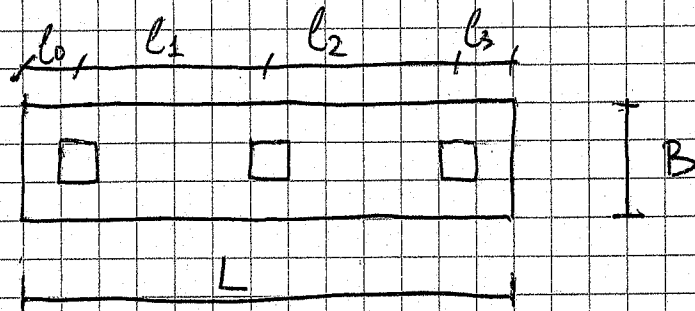
Chiave d'arresto



29/10/2015

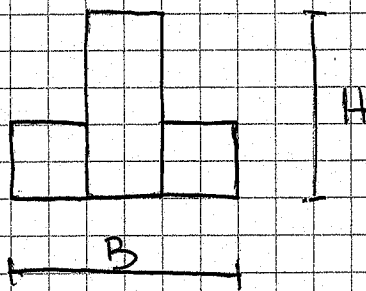
$$H = \frac{1}{4} \div \frac{1}{5} \ell_{\max}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A}$$

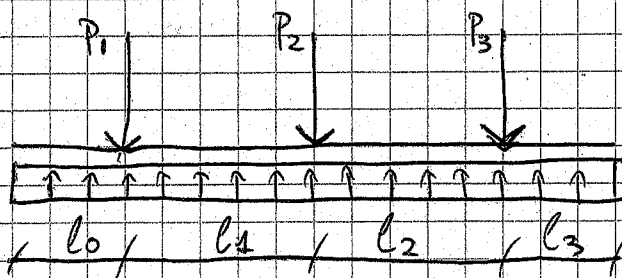


$$B = 1,00\text{m} \div 1,20\text{m}$$

SEZ



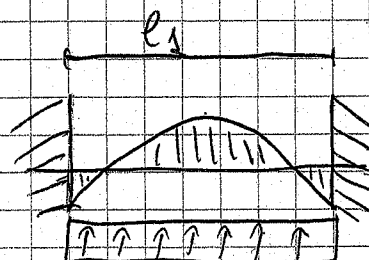
$$\sigma_t = \frac{N}{A} = \frac{N}{B \cdot L} \quad (\text{KN/m}^2)$$



$$q = \sigma_t \cdot L \quad (\text{KN/m})$$

$$M_{P_1} = \frac{1}{2} q \cdot \ell^2$$

$$P_1 - P_2$$



$$M_{\text{incastro}} = \frac{1}{12} q \cdot \ell^2$$

$$M_{\frac{1}{2}} = \frac{1}{24} q \cdot \ell^2$$

Ma si Ma siccome viene considerata semi-incastata

$$M_{\frac{1}{2}} = \frac{1}{12} q \cdot \ell^2$$

(29)

06/11/2015

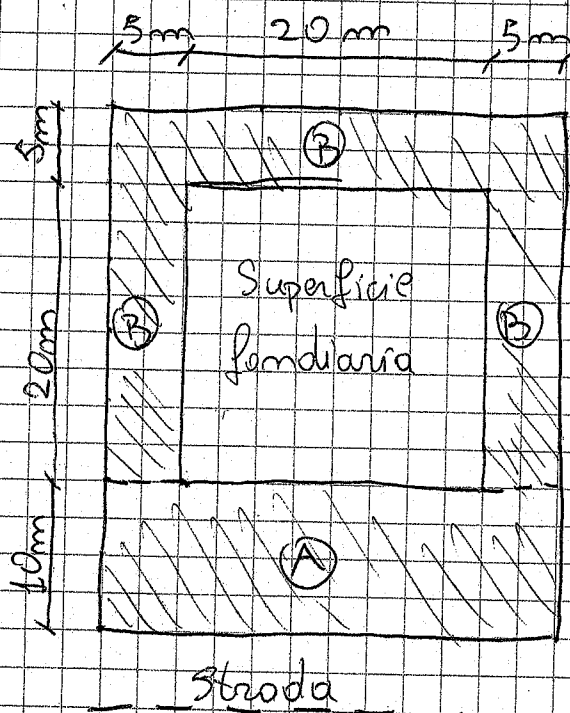
Progettare una villetta unifamiliare per 4 utenti, su un lotto di dimensioni 35×30 m, con il lato minore che fiancheggia una strada. Rispettare le norme igienico sanitarie del regolamento edilizio e i vincoli urbanistici che sono imposti dal piano regolatore generale.

$$D_{STRADA} = 10 \text{ m}$$

$$I.f.f. = D_f = 0,406 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$D_{CONFINI} = 5 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{1}{5}$$



$$(A) \rightarrow D_{STRADA}$$

$$(B) \rightarrow D_{CONFINI}$$

$$H_{FABBRICATO} = 3 \text{ m}$$

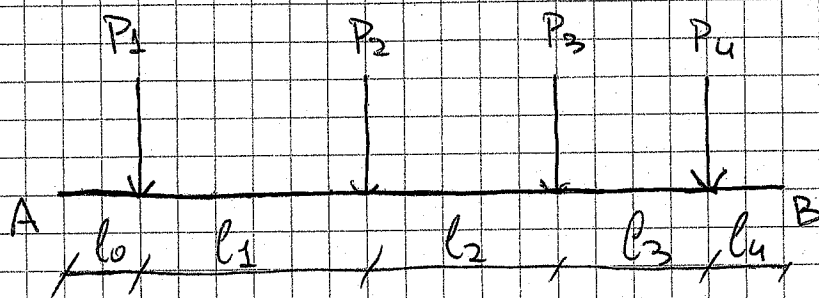
~~calcolo~~

$$S_f = 30 \times 35 \text{ m} = \boxed{1050 \text{ m}^2}$$

$$D_f = \frac{V_e}{S_f} \rightarrow V_e = D_f \cdot S_f$$

$$V_e = 0,406 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 1050 \text{ m}^2 = \boxed{426,30 \text{ m}^3}$$

11/11/2015



$$X_G = \frac{P_1 \cdot l_0 + P_2 (l_0 + l_1) + P_3 (l_0 + l_1 + l_2) + P_4 (l_0 + l_1 + l_2 + l_3)}{P_1 + P_2 + P_3 + P_4}$$

DATI

$$l_0 = 1,00 \text{ m}$$

$$l_1 = 5,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 4,60 \text{ m}$$

$$l_3 = 4,00 \text{ m}$$

$$l_4 = 1,00 \text{ m}$$

$$P_1 = 700 \text{ KN}$$

$$P_2 = 1000 \text{ KN}$$

$$P_3 = 1000 \text{ KN}$$

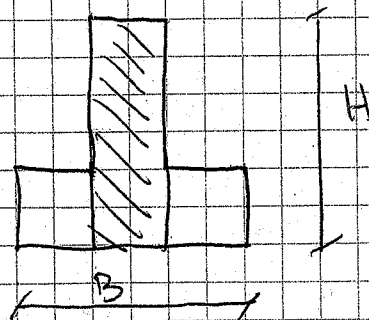
$$P_4 = 600 \text{ KN}$$

$$X_G = \frac{700 \cdot 1,00 + 1000(1+5,50) + 1000(1+5,50+4,60) + 600(1+5,50+4,60+4,00)}{700 + 1000 + 1000 + 600}$$

$$= 8,39 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{q \lim}{f_s}$$

$$\rightarrow \sigma_{t \text{ amm}} = 0,22 \text{ N/mm}^2$$



$$H = \frac{1}{4} \div \frac{1}{5} l_{\text{max}}$$

$$H = \frac{1}{5} \cdot 5,50 = 1,10 \text{ m}$$

$$H = \frac{1}{4} \cdot 5,50 = 1,40 \text{ m}$$

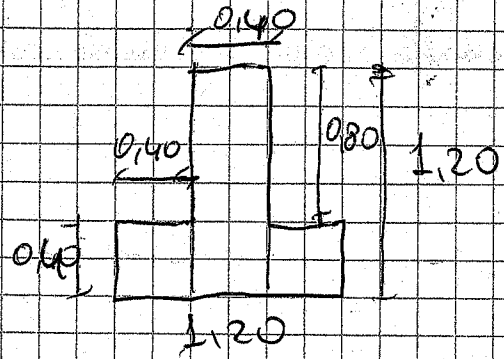
$$\rightarrow 1,20 \text{ m}$$

(42)

$$H = 1,20 \text{ m}$$

$$B = \frac{N+G}{\sigma_t \cdot L} = \frac{3300 + 330}{220 \cdot 16,10} = 1,02 \text{ m} \rightarrow \boxed{1,20 \text{ m}}$$

$$\boxed{B = 1,20 \text{ m}}$$



$$\sigma_t = \frac{N+G}{B \cdot L}$$

$$G = (1,20 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m} + 0,80 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m}) \cdot 25 \text{ kN/m}^3$$

$$G = (1,20 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 + 0,80 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) \cdot 16,10 \text{ m}$$

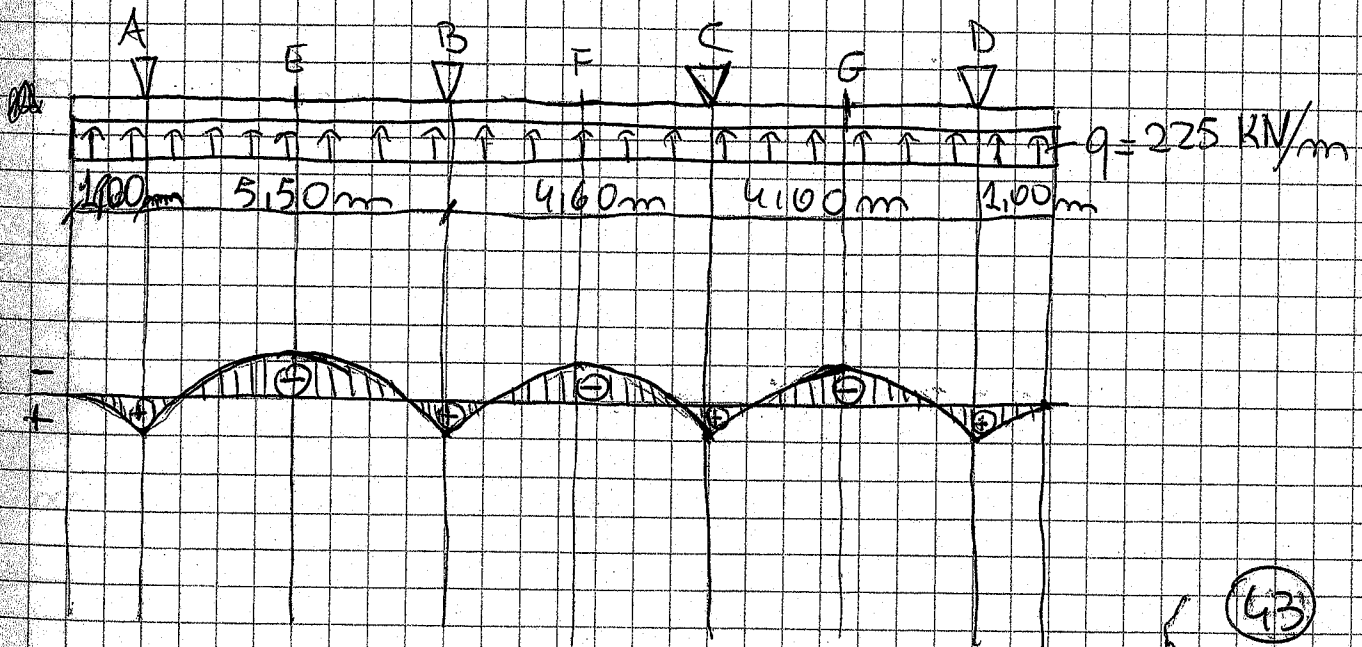
$$= 322 \text{ kN}$$

$$\sigma_t = \frac{3300 + 322}{1,20 \cdot 16,10} = \boxed{187,47 \text{ kN/m}^2}$$

$$\downarrow$$

$$\boxed{0,187 \text{ N/mm}^2}$$

$$q = \sigma_t \cdot B \cdot 1 \text{ m} = 187,47 \cdot 1,20 \cdot 1,00 = 225 \text{ kN/m}$$



(43)

$$M_{As} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \ell^2 = \frac{1}{2} \cdot 225 \cdot (1,00)^2 = 112,50 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ad} = \frac{1}{12} \cdot q \cdot \ell_1^2 = \frac{1}{12} \cdot 225 \cdot (5,50)^2 = 567,19 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_E = -\frac{1}{12} \cdot q \cdot \ell_1^2 = -\frac{1}{12} \cdot 225 \cdot (5,50)^2 = -567,19 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Bs} = \frac{1}{12} \cdot q \cdot \ell_1^2 = \frac{1}{12} \cdot 225 \cdot (5,50)^2 = 567,19 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Bp} = \frac{1}{12} \cdot q \cdot \ell_2^2 = \frac{1}{12} \cdot 225 \cdot (4,60)^2 = 396,75 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_F = -\frac{1}{12} \cdot q \cdot \ell_2^2 = -\frac{1}{12} \cdot 225 \cdot (4,60)^2 = -396,75 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Cs} = \frac{1}{12} \cdot q \cdot \ell_2^2 = \frac{1}{12} \cdot 225 \cdot (4,60)^2 = 396,75 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{12} \cdot q \cdot \ell_3^2 = \frac{1}{12} \cdot 225 \cdot (4,00)^2 = 300,00 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_G = -\frac{1}{12} \cdot q \cdot \ell_3^2 = -\frac{1}{12} \cdot 225 \cdot (4,00)^2 = -300,00 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ds} = \frac{1}{12} \cdot q \cdot \ell_3^2 = \frac{1}{12} \cdot 225 \cdot (4,00)^2 = 300,00 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Dp} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \ell^2 = \frac{1}{2} \cdot 225 \cdot (1,00)^2 = 112,50 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$As = \frac{M_d}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$d = 120 - 5 = 115 \text{ cm} \rightarrow 1150 \text{ mm}$$

LG

$$f_{yd} = 391$$

16/11/2015

$$A_{s(A)} = \frac{567,19 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 1150 \cdot 381} = 1401,56 \text{ mm}^2$$

$$\downarrow$$
$$14,01 \text{ cm}^2$$

$$\downarrow$$
$$5 \varnothing 20$$

$$A_{s(E)} = A_{s(A)} = 14,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \varnothing 20$$

$$A_{s(B)} = A_{s(A)} = 14,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \varnothing 20$$

$$A_{s(F)} = \frac{396,75 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 1150 \cdot 381} = 980,39 \text{ mm}^2$$

$$\downarrow$$
$$9,80 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \varnothing 20$$

$$A_{s(G)} = A_{s(F)} = 9,80 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \varnothing 20$$

$$A_{s(G)} = \frac{300 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 1150 \cdot 381} = 741,32 \text{ mm}^2$$

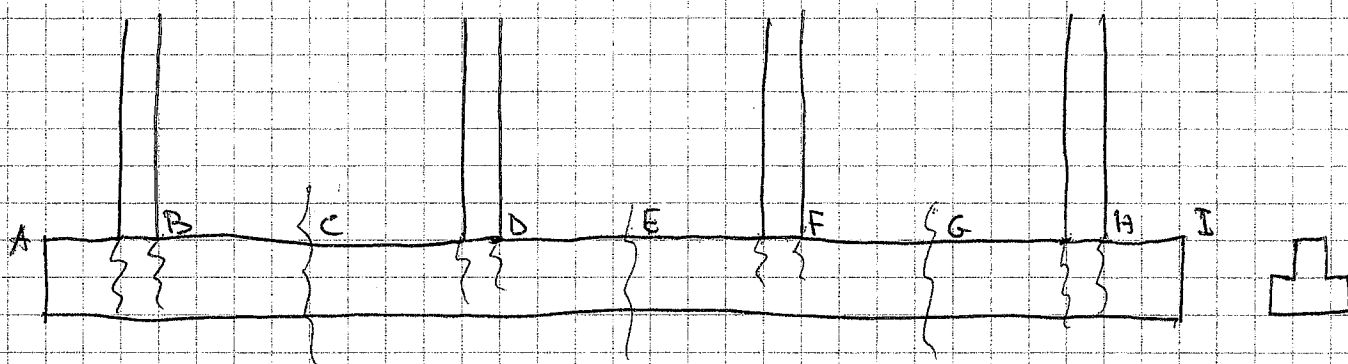
$$\downarrow$$
$$7,41 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \varnothing 20$$

$$A_{s(D)} = A_{s(G)} = 7,41 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \varnothing 20$$

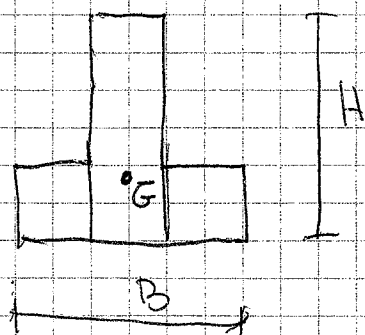
$A_{s(G)}$ ed $A_{s(D)}$ da $3 \varnothing 20$ passa a $4 \varnothing 20$

P. TRAVE	As (cm ²)	Ferri N°	Momento + e -
A	14,01	5 Ø 20	+
B	14,01	5 Ø 20	+
C	9,80	4 Ø 20	+
D	7,41	4 Ø 20	+
E	14,01	5 Ø 20	-
F	9,80	4 Ø 20	-
G	7,41	4 Ø 20	-

25/11/2015

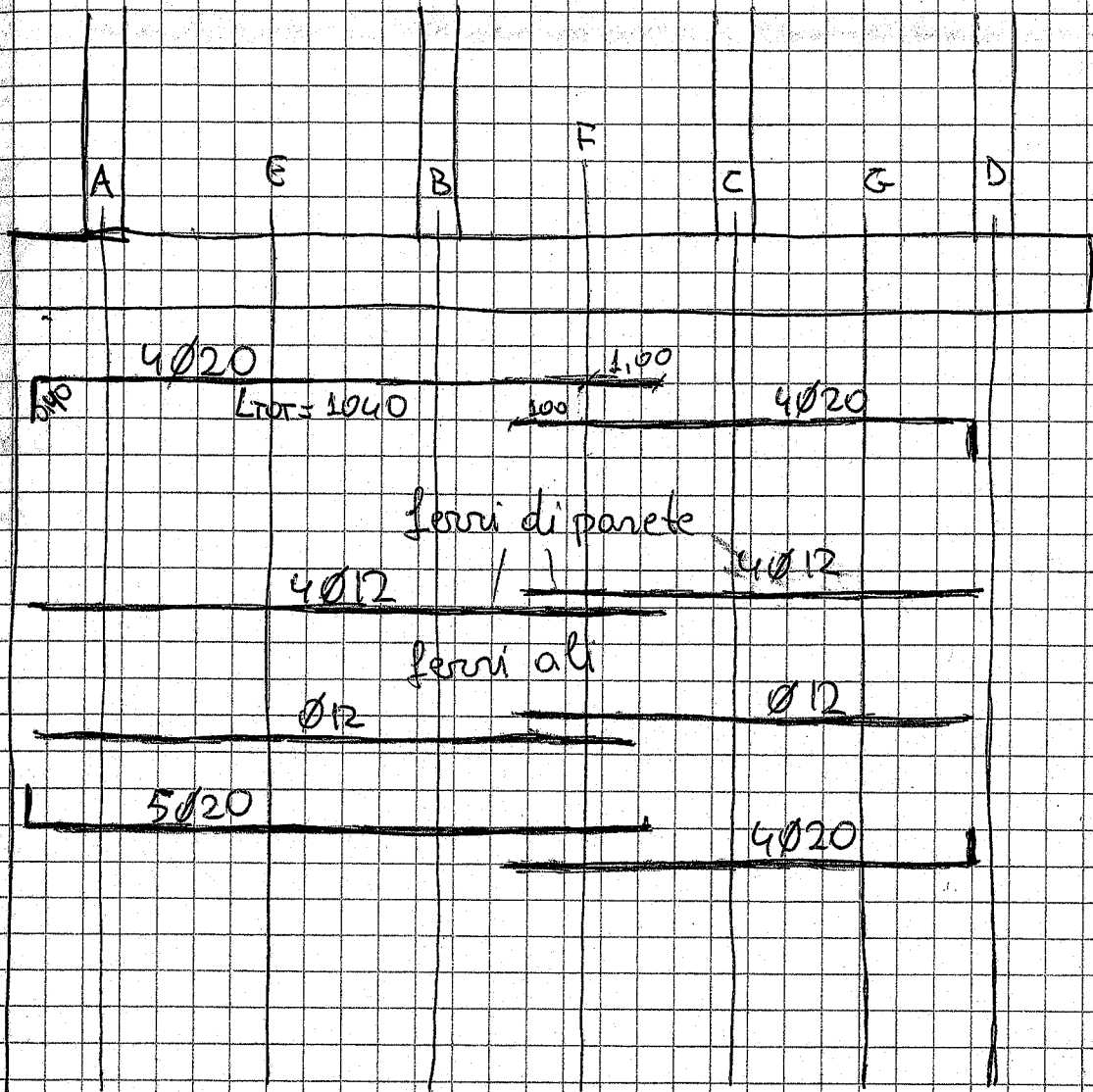


{ → Sezioni significative



$$I = 1,7 \cdot \frac{B \cdot H^3}{12}$$

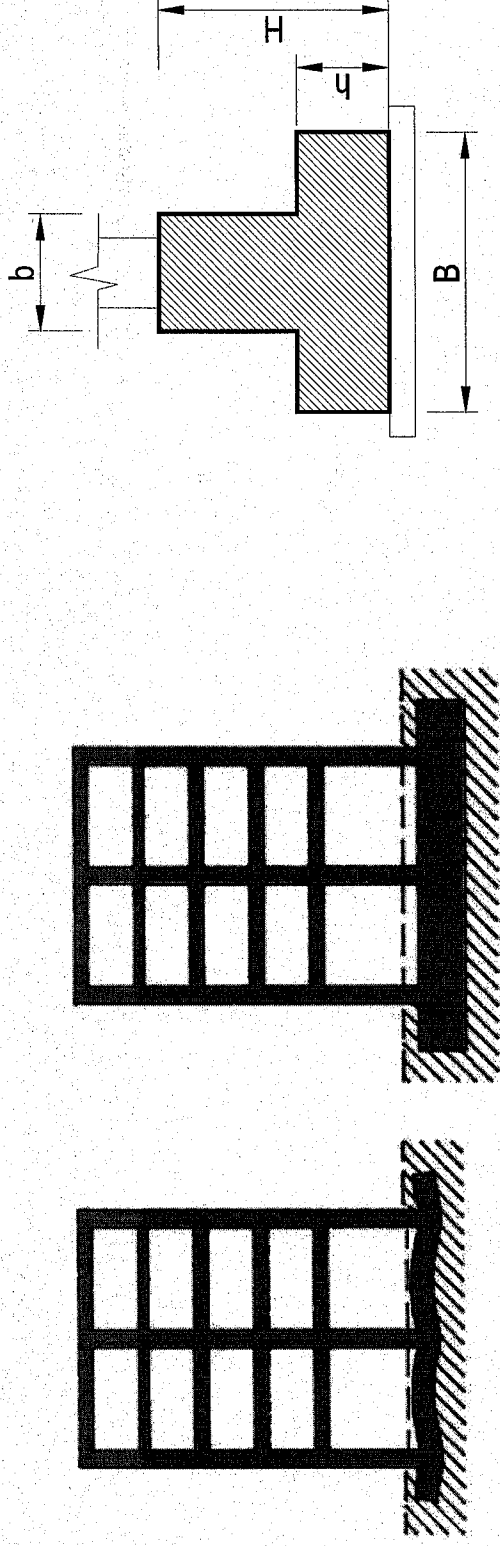
DISTINTA FERRI



Progetto strutturale di una trave rovescia

Alle travi di fondazioni continue viene richiesta un'elevata **rigidezza** in modo tale che le loro deformazioni elastiche siano molto piccole. Piccole deformazioni implicano **cedimenti differenziali limitati** tra un pilastro e l'altro e, inoltre, tensioni sul terreno distribuite in maniera pressoché **lineare**.

Le travi rovesce sono sicuramente fondazioni con caratteristiche di rigidezza superiore a quelle dei plinti isolati. In secondo luogo sono in grado di ripartire le sollecitazioni su superfici di terreno più ampie.



Una trave rovescia rigida può essere calcolata come una trave continua su n appoggi, dove n è il numero dei pilastri, e caricata, dal basso verso l'alto, dalla reazione del terreno.

Affinché la trave possa essere considerata molto più rigida delle travi di elevazione è necessario che sia soddisfatta la seguente relazione:

$$J_{fond} \geq 4 \sum J_{elev}$$

In questo modo, inoltre, l'eventuale momento flettente, generato da un cedimento delle fondazioni, viene assorbito dalla trave di fondazione e non da quelle di elevazione.

Stima preliminare del carico limite

Assumendo, in prima ipotesi $B=1.00$ m, la formula di Terzaghi, trascurando il termine coesivo, fornisce:

$$q_{lim} = v_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N'_q + v_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N'_\gamma = 1 \cdot 18 \cdot 1.5 \cdot 15 + 1 \cdot 18 \cdot \frac{1}{2} \cdot 12 = 405 + 108 = 513 \text{ kPa}$$

La resistenza di progetto del terreno è: $\sigma_{Rd} = \frac{q_{lim}}{2.3} = \frac{513}{2.3} = 223 \text{ kPa}$

Dimensionamento della larghezza B

Assumiamo per il peso proprio: $G=10\%(\Sigma N)=0.1(997 + 1074 + 874)=0.1(2945)=295 \text{ kN}$.

Nell'ipotesi di trave infinitamente rigida e trascurando l'eventuale eccentricità del carico, la larghezza B della fondazione deve essere:

$$B \geq \frac{\Sigma N + G}{\sigma_{Rd} \cdot L_{tot}} = \frac{2945 + 295}{223 \cdot 13.20} = \frac{3240}{2944.2} = 1.10 \text{ m}$$

Il valore ottenuto deve essere aumentato del 15 % per tenere in considerazione l'effettiva flessibilità della trave reale e il non perfetto centramento dei carichi verticali. Si assume quindi $B = 1.10 \times 1.15 \sim \mathbf{1.30 \text{ m}}$.

Ripartizione dei carichi

Si ammette che il carico trasmesso da ogni pilastro si ripartisca uniformemente sulla metà delle due campate adiacenti:

$$p_1 = \frac{N_1}{1.5 + \frac{5.55}{2}} = \frac{997}{4.275} = 233.2 \text{ kN/m} \quad p_2 = \frac{N_2}{\frac{5.55 + 4.65}{2}} = \frac{1074}{5.10} = 210.6 \text{ kN/m} \quad p_3 = \frac{N_3}{\frac{4.65 + 1.5}{2}} = \frac{874}{3.825} = 228.5 \text{ kN/m}$$

Il valore dei momenti è fortemente condizionato dal grado di semincastro. Possiamo suggerire il seguente criterio:

- per campate intermedie o per campate di estremità con prolungamento: $M_i = -\frac{q \cdot l^2}{12}$; $M_m = -\frac{q \cdot l^2}{16}$
- per campate di estremità prive di prolungamento: $M_i = -\frac{q \cdot l^2}{8}$; $M_m = -\frac{q \cdot l^2}{10}$

Nel nostro caso, essendo le travi rovesce prolungate di 1.50 m oltre il filo del pilastro esterno:

$$M_B = \max\left(\frac{q_1 \cdot 1.50^2}{2}, \frac{q_2 \cdot 5.55^2}{12}\right) = \max\left(\frac{233.2 \cdot 1.50^2}{2}, \frac{222 \cdot 5.55^2}{12}\right) = \max(262.35, 569.85) = 569.85 \text{ kNm}$$

$$M_{BC} = -\frac{1}{16} \cdot 222 \cdot 5.55^2 = -427.38 \text{ kNm}$$

$$M_C = \max\left(\frac{q_2 \cdot 5.55^2}{12}, \frac{q_3 \cdot 4.65^2}{12}\right) = \max\left(\frac{222 \cdot 5.55^2}{12}, \frac{219.6 \cdot 4.65^2}{12}\right) = \max(569.85, 395.69) = 569.85 \text{ kNm}$$

$$M_{CD} = -\frac{1}{16} \cdot 219.6 \cdot 4.65^2 = -296.77 \text{ kNm}$$

$$M_D = \max\left(\frac{q_3 \cdot 4.65^2}{12}, \frac{q_4 \cdot 1.50^2}{2}\right) = \max\left(\frac{219.6 \cdot 4.65^2}{12}, \frac{228.5 \cdot 1.50^2}{2}\right) = \max(395.69, 257.06) = 395.69 \text{ kNm}$$

Calcolo delle armature longitudinali dell'anima

- Minimi di normativa per la flessione:

$$A_{s, \min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0.26 \cdot \frac{0.255}{45} \cdot 50 \cdot 101 = 7.44 \text{ cmq} > 0.0013 \cdot 50 \cdot 101 = 6.56 \text{ cmq}$$

- Minimi di normativa per la zona sismica:

$$A_{s, \min} = 0.002 \cdot b \cdot d = 0.002 \cdot 50 \cdot 101 = 10.1 \text{ cmq}$$

- Armatura a flessione:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0.9 \cdot f_{yd} \cdot d}$$

La seguente tabella riassume i valori di calcolo delle armature, le barre effettivamente utilizzate e l'area di armatura effettiva disposta.

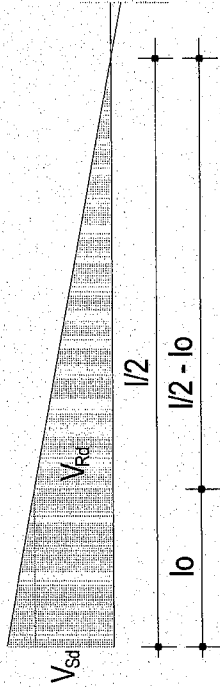
Sezione	Msd [kNm]	As [cm²]	Armatura	As, effettiva [cm²]
appoggio B	569.85	16.02	7Ø18	17.81
campata BC	427.38	12.02	5Ø18	12.72
appoggio C	569.85	16.02	7Ø18	17.81
campata CD	296.77	8.34	4Ø18	10.18
appoggio D	395.69	11.12	5Ø18	12.72

Calcolo delle armature trasversali dell'anima

- Resistenza al taglio in assenza di armature specifiche:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot K \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq 0,035 \sqrt{k^3 \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d} ; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 ; \rho_1 = \frac{A_s}{b d} \leq 0,02 ; \sigma_p = 0$$

- Ampiezza del tratto da armare:



$$l_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{sd} - V_{Rd}}{V_{sd}}$$

- Passo staffe:

Adottiamo staffe $\Phi 10$ a due bracci ($A_{sw} = 158 \text{ mm}^2 = 1.58 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{0.9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_{sw}}{V_{sd}}$$

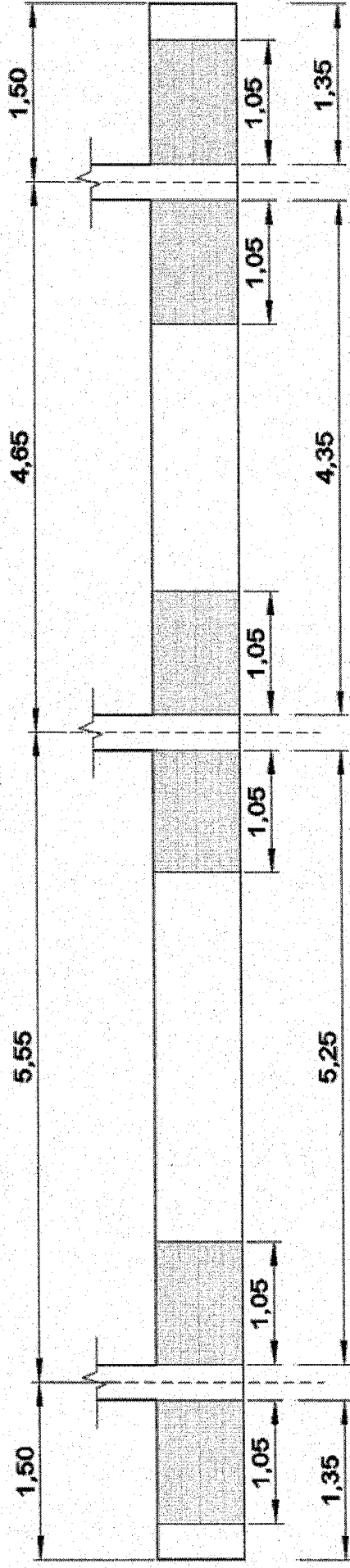
Campata	l [cm]	Vsd [kN]	As [cm²]	ρ1	Vrd [kN]	verifica	l0 [cm]	s [cm]
AB	150	349.8	17.81	0.0035	180.90	NO	72.43	16.07
BC	555	616.05	17.81	0.0035	180.90	NO	196.01	9.12
CD	465	548.02	17.81	0.0035	180.90	NO	155.75	10.25
DE	150	342.75	12.72	0.0025	161.70	NO	79.23	16.40

- Minimi di normativa:

- Ampiezza zona critica in bassa duttilità (CD B): Secondo NTC2008 $L_{cr} = H = \underline{\underline{105 \text{ cm}}}$ dal filo del pilastro.

Passo minimo in zona critica in bassa duttilità (CD B):

$$s' = \min(8\phi_{\text{long, min}}; 14\phi_{\text{staffe}}; d/4; 22.5 \text{ cm}) = \min(14.4; 14; 25.25; 22.5) = \underline{14 \text{ cm}}$$



Controllo dei minimi di staffatura:

- > 3 staffe/ m
- $A_{st, \min} = 1.5 \times 500 = 750 \text{ mm}^2/\text{m} = 7.50 \text{ cm}^2/\text{m}$
- $\text{passo} < 0.8d = 0.8 \times 101 = 80.8 \text{ cm}$

Campata	tratto [m]	Φ [mm]	passo [cm]	n° staffe/m	A_{st} [cm ² /m]
AB	1.35	10	14	7	11.29
BC	1.98	10	9	11	17.56
	1.29	10	20	5	7.90
	1.98	10	9	11	17.56
CD	1.60	10	10	10	15.80
	1.15	10	20	5	7.90
	1.60	10	10	10	15.80
DE	1.35	10	14	7	11.29

Verifica delle armature dell'ala

L'ala della trave rovescia viene calcolata come una mensola, di sezione rettangolare 100x35, caricata con un carico uniformemente ripartito pari alla massima reazione che il terreno è in grado di sopportare, cioè la resistenza di progetto:

$$q = 1.00 \times \sigma_{Rd} = 1.00 \cdot 223 \text{ kPa} = 223 \text{ kN/m}$$

- Momento flettente di progetto: $M_{sd} = q \cdot \frac{l^2}{2} = 223 \cdot \frac{0.40^2}{2} = 17.84 \text{ kNm}$
- Taglio di progetto: $V_{sd} = q \cdot l = 223 \cdot 0.4 = 89.20 \text{ kN}$

Assumendo $c=3 \text{ cm}$ segue $d=h-c=35-3=32 \text{ cm}$

L'armatura longitudinale dell'ala è rappresentata dalla staffatura della trave, pertanto basta controllare che l'area delle staffe, valutata con riferimento al passo più grande, sia superiore al valore necessario ad assorbire la flessione. La minore densità di staffatura si ha nei tratti centrali delle due campate (vedi tabella precedente) ed è costituita da 1Φ10/20 cioè $A_s=5 \times 0.79 = 3.95 \text{ cm}^2/\text{m}$.

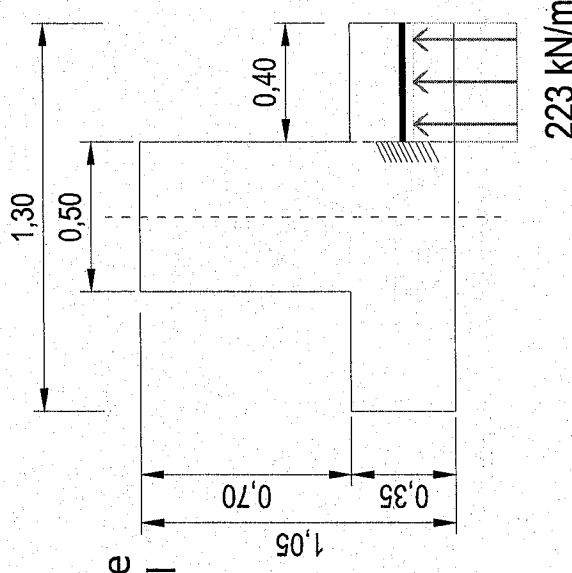
Poiché: $A_s = \frac{M_{sd}}{0.9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{1784}{0.9 \cdot 39.1 \cdot 32} = 1.58 \text{ cm}^2 < 3.95 \text{ cm}^2$

Verifica a taglio:

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{320}} = 1.79 \leq 2 \quad \text{OK} ; \quad \rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.95 \text{ cm}^2}{100 \cdot 32} = 0.00123 \leq 0.02 \quad \text{OK} \quad \sigma_p = 0$$

Resistenza della sezione priva di armatura specifica a taglio:

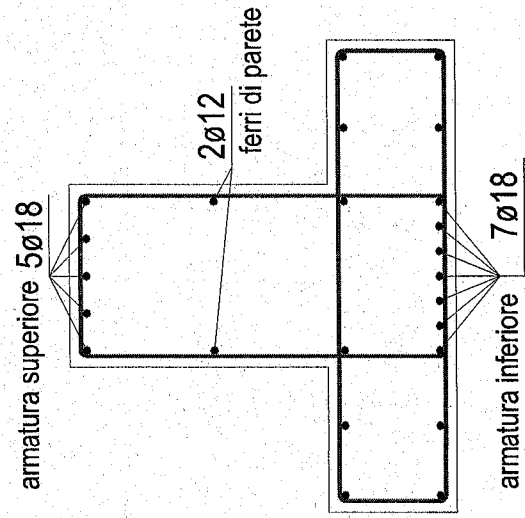
$$V_{Rd} = \frac{0.18 \cdot 1.79 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0.00123 \cdot 25}}{1.5} \cdot 1000 \cdot 320 \approx 100 \text{ kN} > V_{sd} = 89.2$$



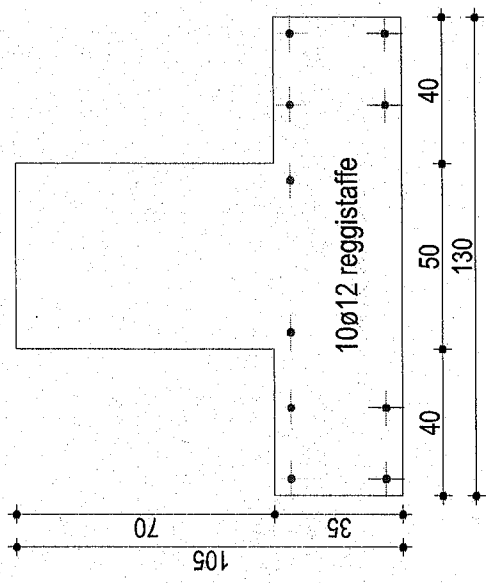
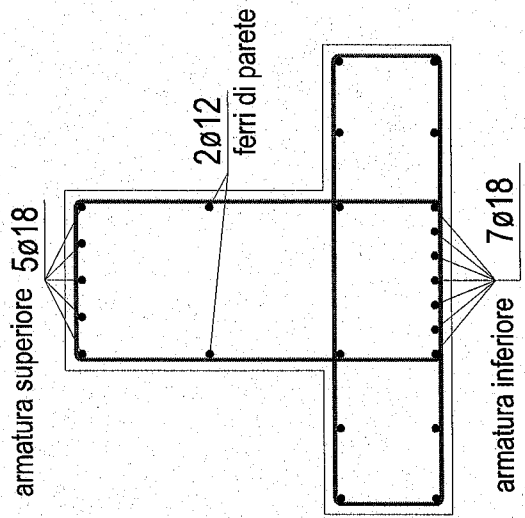
VERIFICA POSITIVA

VERIFICA POSITIVA

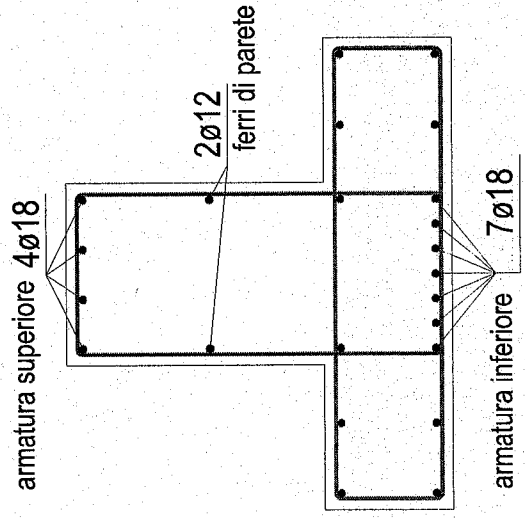
sezione 1



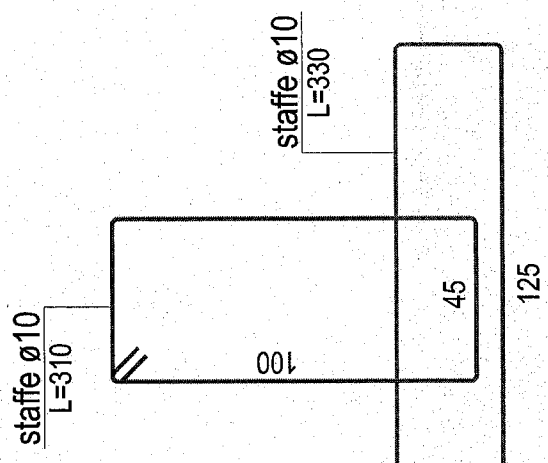
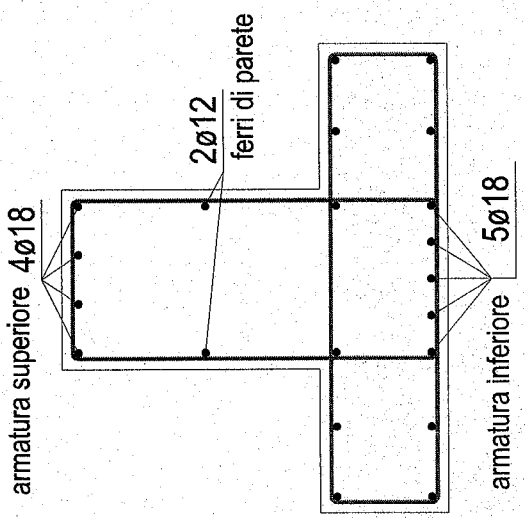
sezione 2



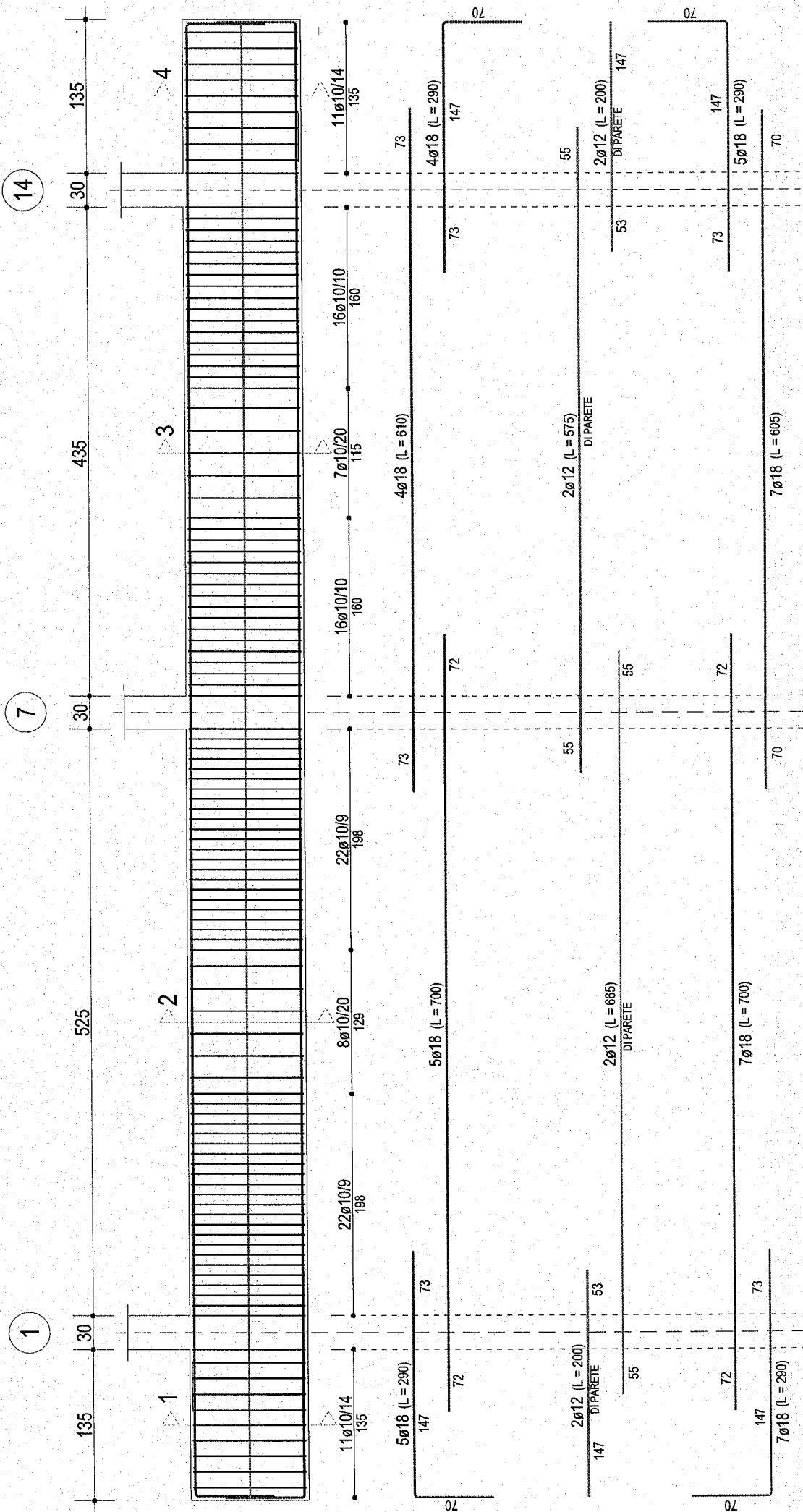
sezione 3



sezione 4

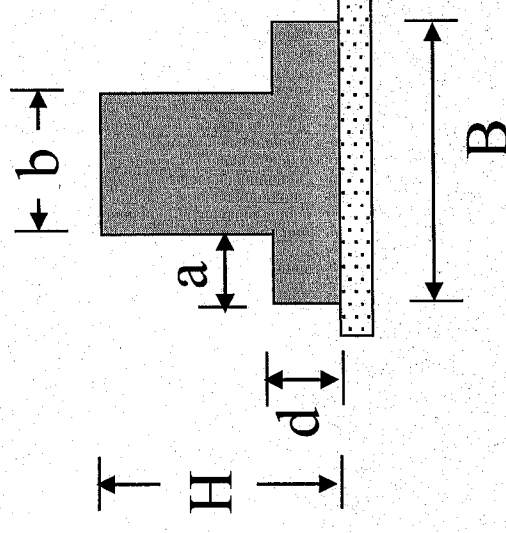


Disegno delle armature:



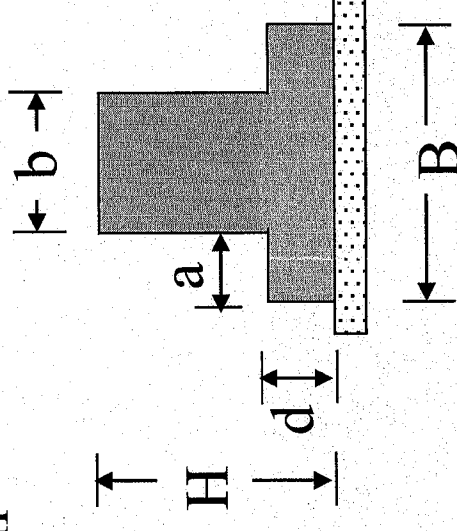
Le Travi di Fondazione

- Requisiti della sezione :
 - b (per sezione a T rovescia) deve essere un po' maggiore (almeno 10 cm) della larghezza del pilastro
 - B deve essere tale da ottenere pressioni sufficientemente basse sul terreno
 - H deve garantire una rigidezza adeguata
 - L'ala (per sezioni a T rovescia) deve essere abbastanza rigida da garantire una distribuzione trasversalmente uniforme di pressioni sul terreno : $d \geq a$



Criteri di dimensionamento

- Requisiti della sezione:
 - b deve essere un po' maggiore (almeno 10 cm) della larghezza del pilastro
 - B deve essere tale da ottenere pressioni sufficientemente basse sul terreno
 - H deve garantire una rigidità adeguata
 - L' deve essere abbastanza rigida da garantire una distribuzione trasversalmente uniforme di pressioni sul terreno $\rightarrow d \geq a$



SPINTA DELLE TERRE

TEORIA DI COULOMB. EFFETTO DELL'ATTRITO

CASO 1 $c'=0$, $\beta=0$, $\alpha=90^\circ$, $S=0$ (terreno asciutto), $\delta=0$ (assenza di attrito)

$$\gamma_d = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_d H^2 K_a$$

$$K_a = K_a(\phi')$$

$$K_a = 0,27$$

$$P_a = 8,7 \text{ t/m}$$

CASO 2 $c'=0$, $\beta=0$, $\alpha=90^\circ$, $S=0$ (terreno asciutto), $\delta \neq 0$ (presenza di attrito). $\delta = 2/3 \phi'$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_d H^2 K_a$$

$$K_a = K_a(\phi', \delta)$$

$$K_a = 0,246$$

$$P_a = 7,9 \text{ t/m}$$

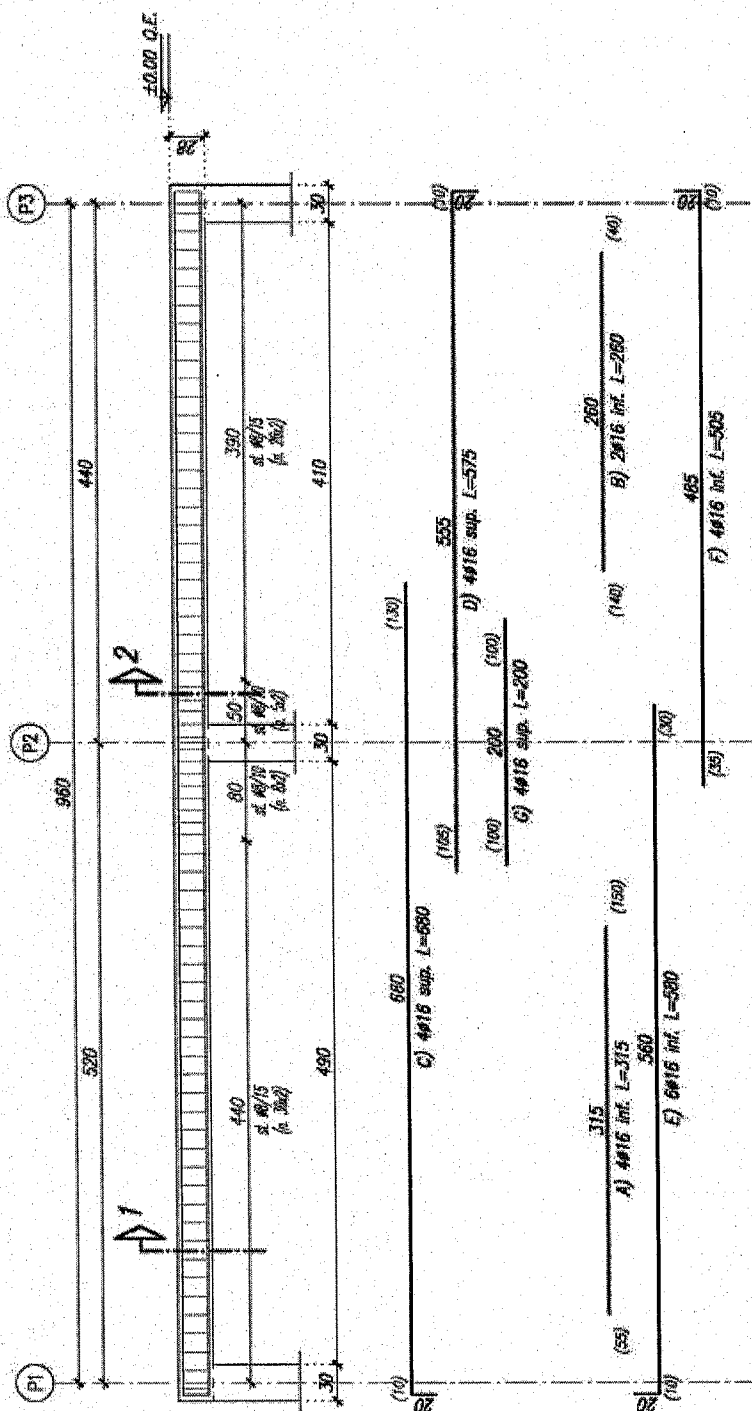
$$E' = P_a \cos \delta = 7,3 \text{ t/m}$$

$$X = P_a \sin \delta = 2,9 \text{ t/m}$$

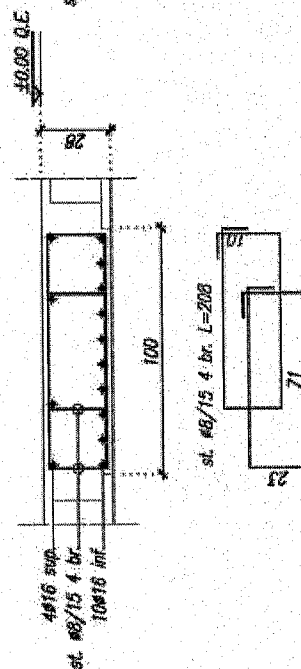
FORZE A SFAVORE DI SICUREZZA

La presenza dell'attrito fra muro e terreno, a parità di parametri geometrici e meccanici, diminuisce il valore della spinta P_a cioè è a favore di sicurezza.

TRAVE ESEMPIO 1 (sez. 100x28) scala 1:50



SEZIONE 1 scala 1:25



SEZIONE 2 scala 1:25

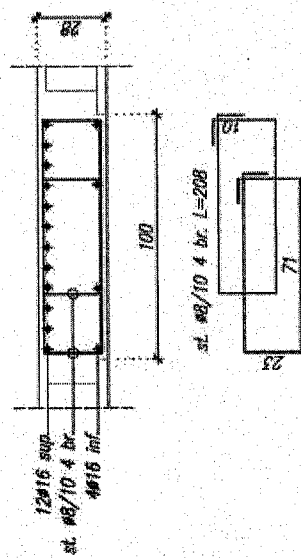


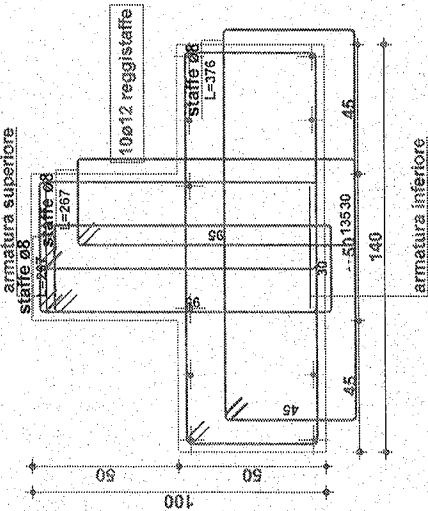
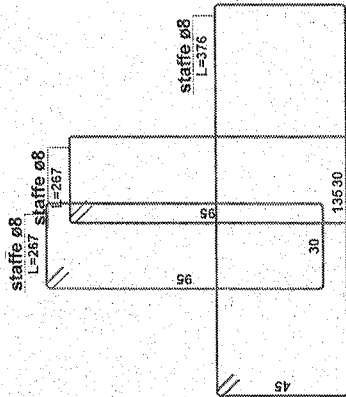
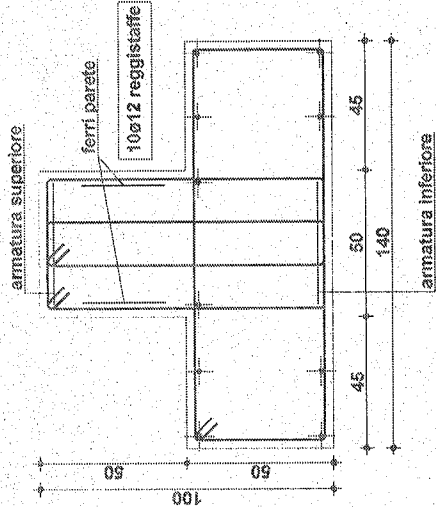
TABELLA DELLE ARMATURE LONGITUDINALI

Pos.	n.	Ø [mm]	L [cm]	P [kg]	Segnatura
A)	4	16	315	19	315
B)	2	16	260	8	260
C)	4	16	680	42	680
D)	4	16	575	36	555
E)	5	16	580	54	580
F)	4	16	505	31	495
G)	4	16	200	12	200
Totale				206	

TABELLA DELLE ARMATURE TRASVERSALI

n.	Ø [mm]	L [cm]	P [kg]	Segnatura	Conti
138	8	208	113	31	90°

Sezione A-A



Sezione B-B

TRAVE 1a-1-3-7a

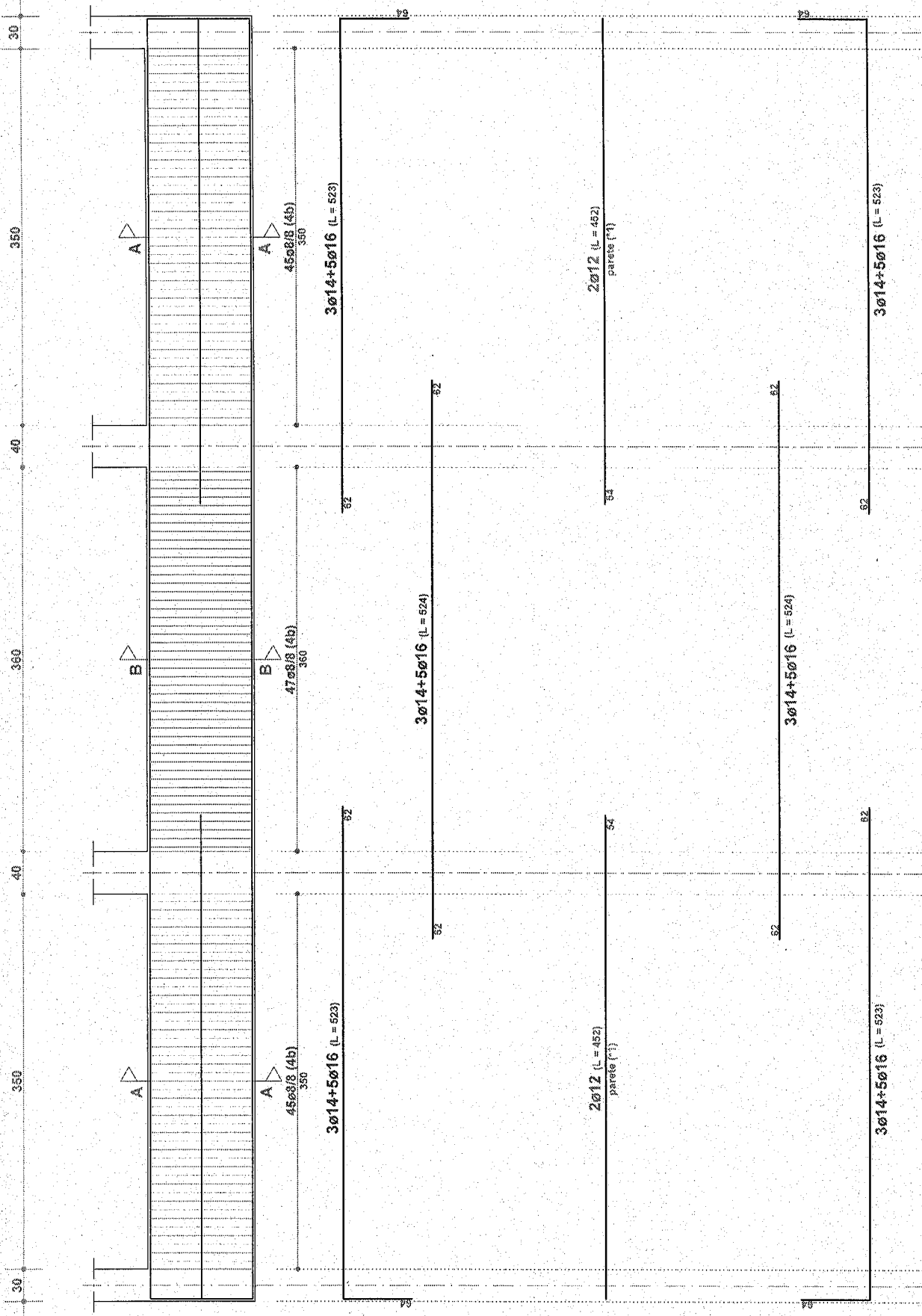
Fondazione

1a

1

3

7a



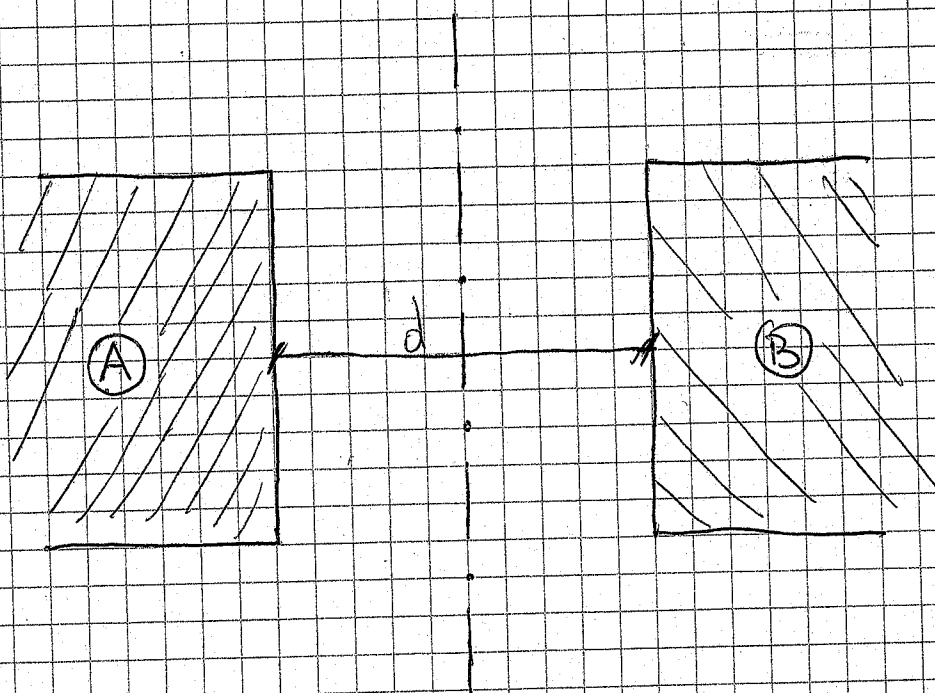
13/11/2015

INDICE VOLUMETRICO ABITATIVO

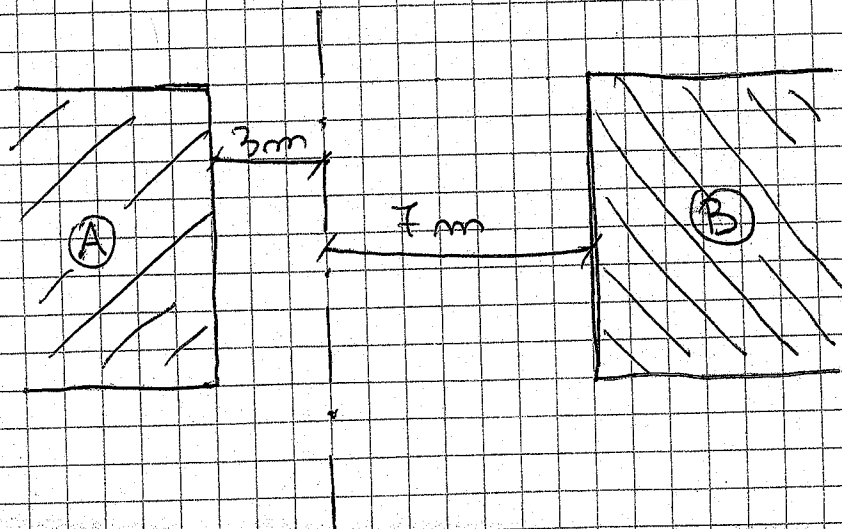
I.V.A. $\rightarrow 80 - 100 \text{ m}^3/\text{ab}$

Distanze dai confini $\rightarrow$ Viene regolamentato dal codice civile

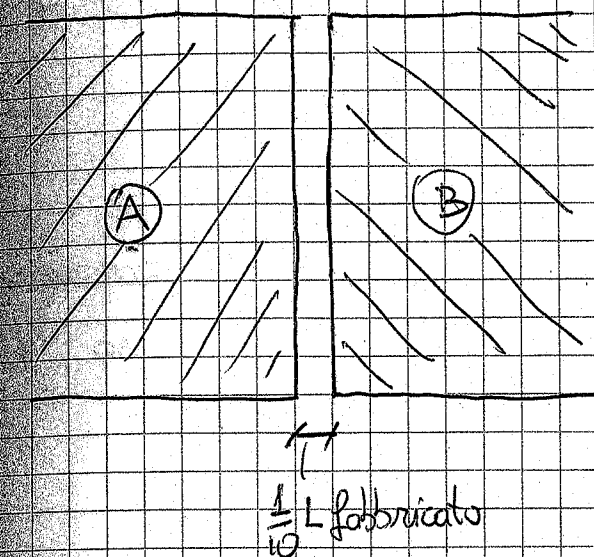
$D_c = 1,50 \text{ m} \rightarrow$ con il D.M. 2 Aprile 1968 n 1444 $D_c = 5 \text{ m}$
 $d = 3 \text{ m}$ $d = 10 \text{ m}$



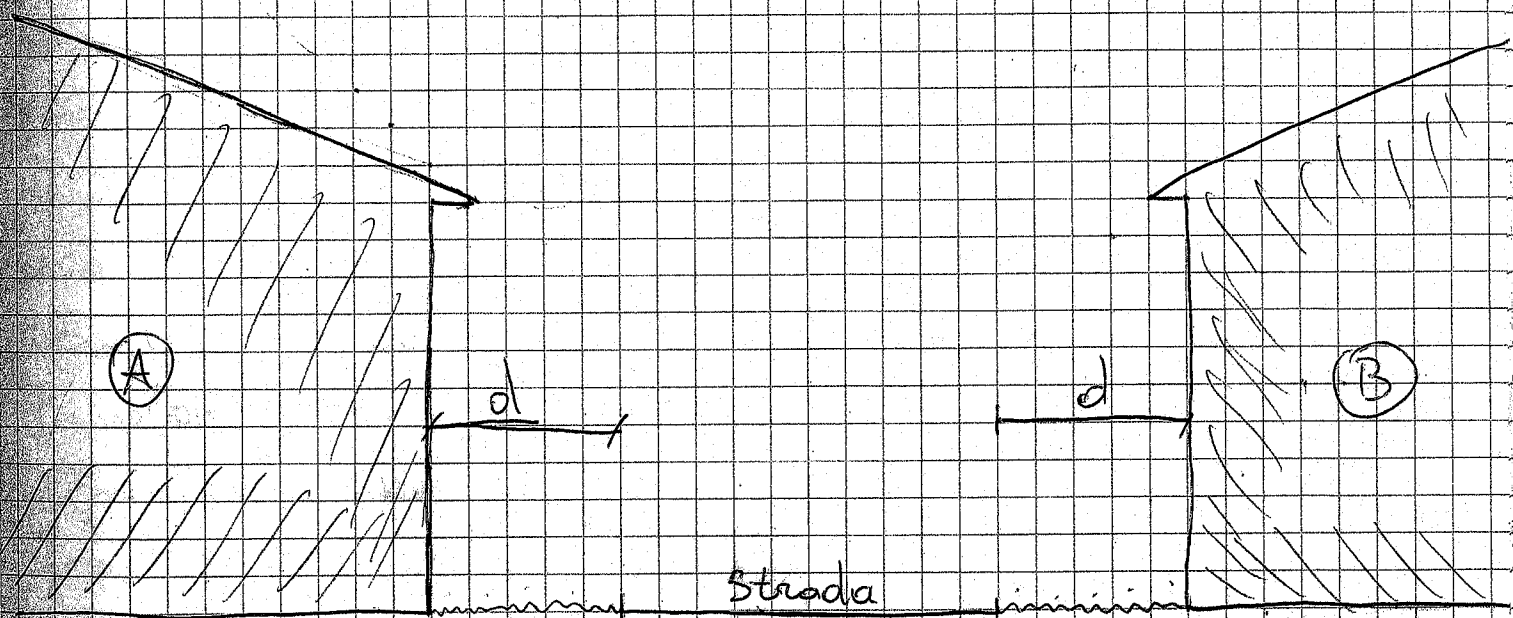
Limite di confine



Limite di confine



$\frac{1}{10} L$ fabbricato è il giunto
simico che si lascia ~~del~~ nei
lati adiacenti dei fabbricati.



① Strada lunga $\leq 7m$ $d \geq 5m$

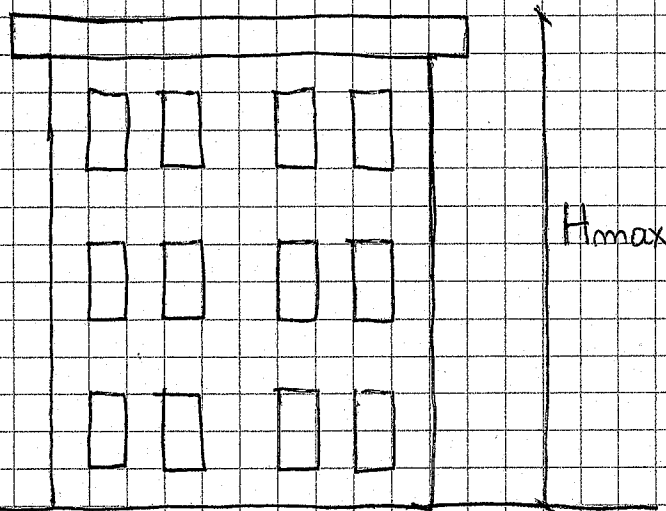
② Strada lunga da 7 a 15 m $d \geq 7,50m$

③ Strada $> 15m$ $d \geq 10m$

Limite di altezza dei fabbricati

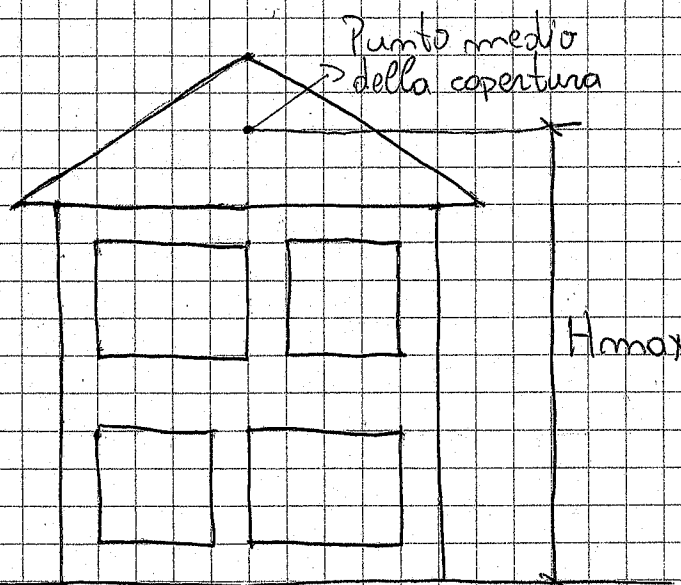
↓
Sigla Significa definire l'altezza massima che si può edificare.

Copertura piana



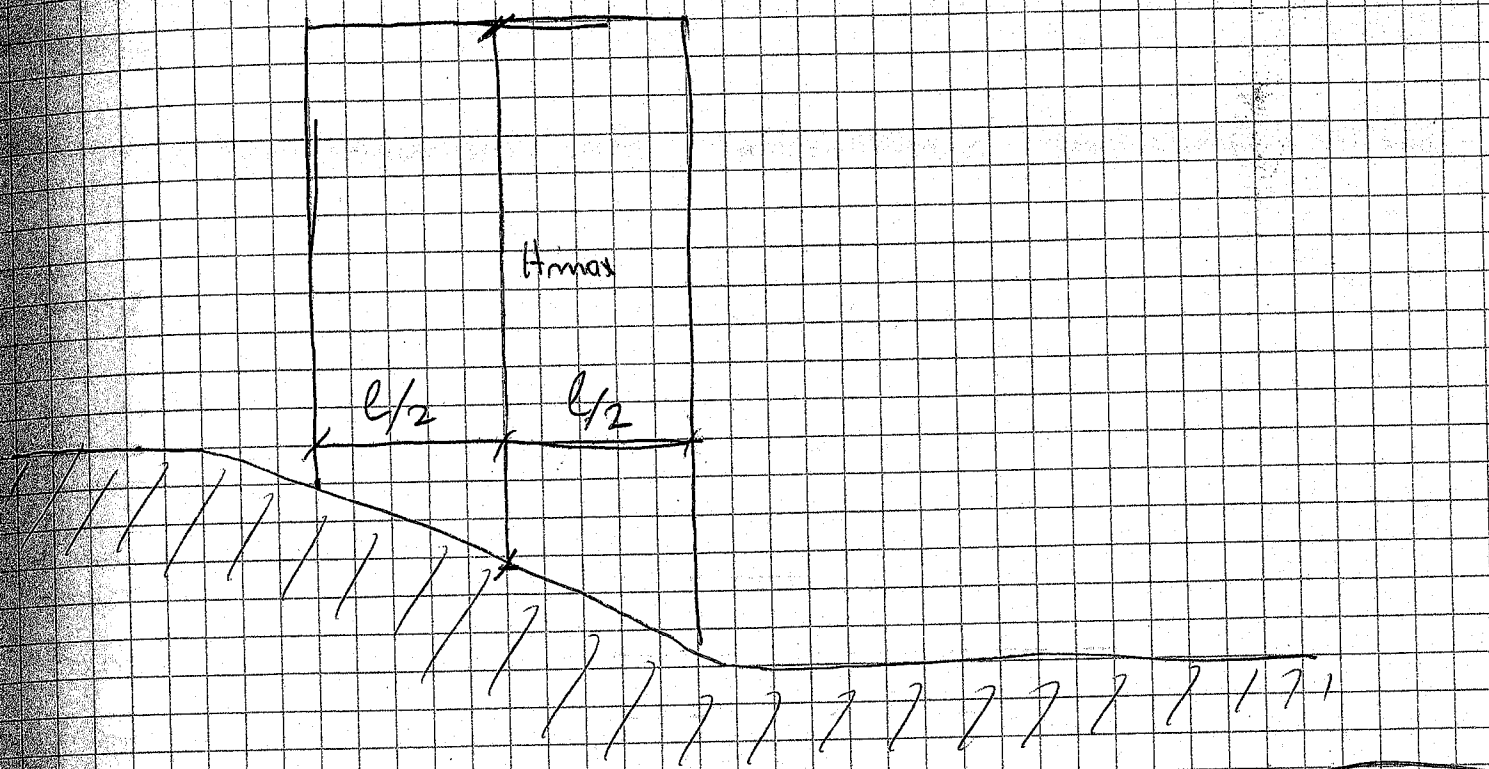
H_{max} → dal piano di campagna
fino all'estremità
dell'ultimo solaio

Copertura a falda



H_{max} → da quota 0 al
punto medio
della falda

Per 10 m^3 di volume bisogna fare 1 m^2 di parcheggio



Esercizio per casa

Su un lotto di dimensioni 36×27 m si ha l'aggregazione di tre tipologie edilizie in linea, ciascuna avente la dimensione di 27×12 m e altezza 16 m. Gli edifici sono fronteggiati da una strada lungo il lato maggiore avente lunghezza di 16 m.

Ogni edificio è costituito da un piano terra porticato (non fa volume) $H = 4$ m e 4 livelli destinati a Residenza.

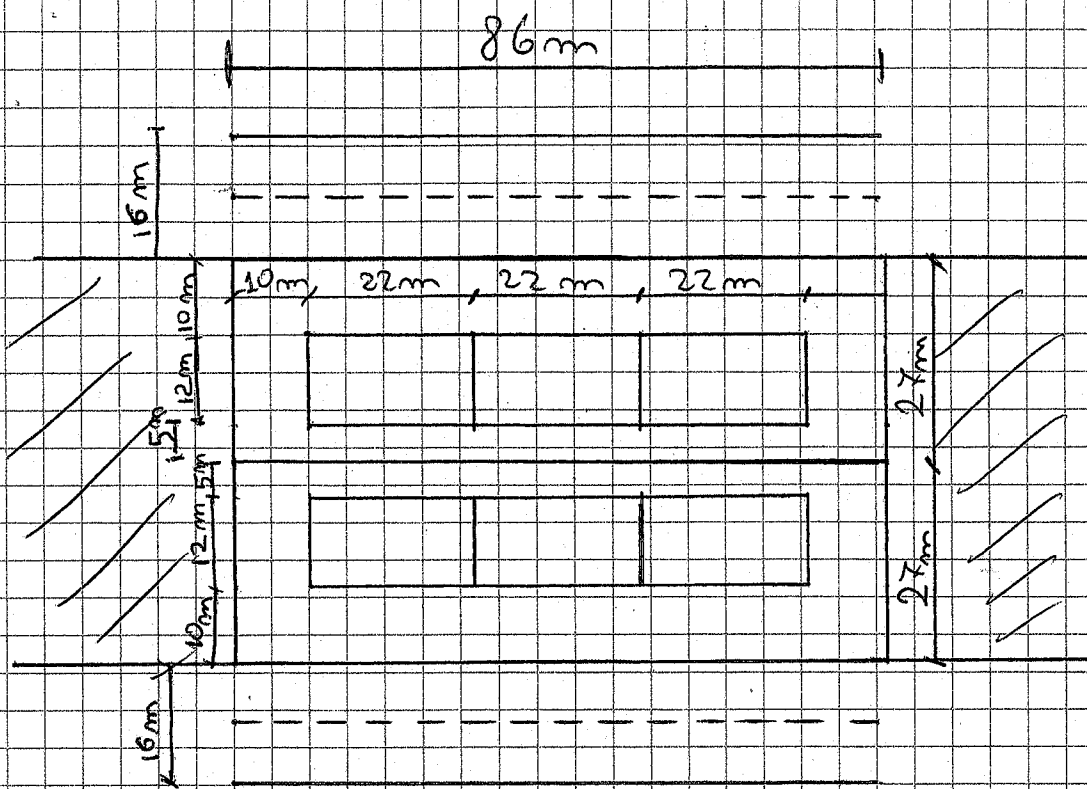
Ogni livello è occupato da 8 utenti.

Dopo aver schematizzato il tutto definire e calcolare i seguenti

indici edilizi:

- S_f
- S_c
- V_e
- D_f
- D_t
- R_c

• Distanze dalla strada e dai confini



$$S_f = 86 \text{ m} \cdot (27 \cdot 2) \text{ m} = \boxed{4644 \text{ m}^2}$$

$$S_c = (22 \cdot 12) \text{ m}^2 \cdot 6 = \boxed{1584 \text{ m}^2}$$

$$R_c = \frac{S_c}{S_f} = \frac{1584 \text{ m}^2}{4644 \text{ m}^2} = 0,34 \rightarrow \boxed{34\%}$$

$$V_e = (22 \cdot 12) \text{ m}^2 \cdot 12 \text{ m} \cdot 6 = 19008 \text{ m}^3$$

$$D_f = \frac{V_e}{S_f} = \frac{19008 \text{ m}^3}{4644 \text{ m}^2} = 4,09 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$D_t = \frac{V_e}{S_t}$$

$$S_t = S_{\text{STRADA}} + S_f + \frac{S_{\text{SERVIZI}}}{18 \text{ m}^2/\text{ob.}}$$

$$S_{\text{STRADA}} = (86 \cdot 8) \text{ m}^2 \cdot 2 = 1376 \text{ m}^2$$

52

$$N_{\text{ob}} = 8 \text{ ob.} \cdot 4 \text{ livelli} \cdot 6 \text{ abitazioni} = 192 \text{ ob.}$$

$$S_{SERV.} = 182 \text{ ab.} \cdot 18 \text{ ab/m}^2 = 3456 \text{ m}^2$$

$$S_t = 1376 \text{ m}^2 + 4644 \text{ m}^2 + 3456 \text{ m}^2 = 9476 \text{ m}^2$$

$$Dt = \frac{18008 \text{ m}^3}{9476 \text{ m}^2} = 2,005 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

20/11/2015

Funzionamento dell'acquedotto

- ① Approvvigionamento (Da invasi artificiali, falda, sorgenti)
- ② Trattamento (Per la potabilizzazione)
- ③ Distribuzione (Somministrazione dell'acqua potabile alle diverse utenze)
- ④ Collettamento (Raccolta e trasporto delle acque attraverso la fognatura)
- ⑤ Depurazione (Eliminazione delle acque reflue dalle sostanze inquinanti non presenti nell'acqua erogata)
- ⑥ Espulsione (Le acque depurate vengono restituite all'ambiente)