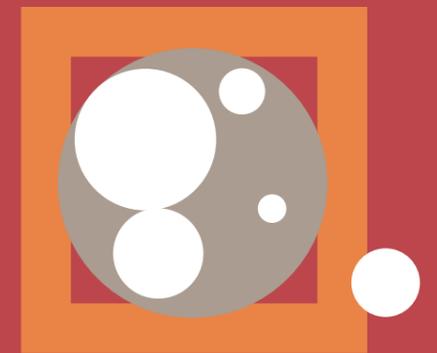


# Nuovo Centro Civico e Stazione Tramvia Veloce - Scandicci

POLITECNICA SOC. COOP.

ING. M. GUSSO

GENNAIO 2007



Relazione tecnica descrittiva strutture - gennaio/07

(ai sensi dell'art. 20 D.P.R. 554/99)

**PROJECT FINANCING “NUOVO CENTRO CIVICO” DEL  
COMUNE DI SCANDICCI**

**RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA DELLE STRUTTURE**

# INDICE

<b>1. GENERALITA'</b> .....	<b>3</b>
1.1. PREMESSA .....	3
1.2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO .....	3
1.3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
<b>2. ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>6</b>
2.1. CARICHI PERMANENTI .....	6
2.1.1. Carichi permanenti indotti per unità di volume .....	6
2.1.2. Carichi permanenti indotti per unità di superficie .....	6
2.2. CARICHI ACCIDENTALI .....	7
2.2.1. Sovraccarichi variabili per edifici .....	7
2.2.2. Azioni del vento .....	7
2.2.3. Variazioni termiche .....	8
2.2.4. Carico neve .....	9
2.2.5. Azione sismica .....	9
<b>3. METODO DI CALCOLO</b> .....	<b>13</b>
3.1. FASE STATICA .....	13
3.2. FASE SISMICA .....	14
3.3. TIPO DI ANALISI .....	15
<b>4. RELAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>16</b>
<b>4. RELAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>16</b>
4.1. PREMESSA .....	16
4.2. LEGENDA .....	16
4.3. STRATIGRAFIA .....	16
4.4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	17
4.5. METODO DI CALCOLO .....	17
4.5.1. Capacità portante delle fondazioni profonde .....	17
4.5.2. Capacità portante delle fondazioni superficiali .....	19
4.5.3. Calcolo della costante di Winkler .....	20
<b>5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>21</b>
5.1. CALCESTRUZZO .....	21
5.2. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO NORMALE .....	21
5.3. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO .....	21
5.4. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA .....	21
5.5. BULLONI PER CARPENTERIA METALLICA .....	21
<b>6. DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE</b> .....	<b>22</b>
6.1. CARICHI DI PIANO .....	22
6.1.1. Edificio 1 .....	22

6.1.2. Edificio 2 .....	22
6.1.3. Edificio 3 .....	22
6.1.4. Edificio 4 .....	23
6.2. SUDDIVISIONE IN BLOCCHI INDIPENDENTI .....	23
6.3. MAGLIE STRUTTURALI .....	25
6.3.1. Edificio 1 - Centro polifunzionale .....	25
6.3.2. Edificio 2 - Parcheggio interrato .....	28
6.3.3. Edificio 3 - Commerciale / uffici .....	30
6.3.4. Edificio 4 - Commerciale / residenziale .....	33
6.4. OPERE DI SOSTEGNO .....	35
6.5. SISTEMA FONDAZIONALE .....	37

## 1. GENERALITA'

### 1.1. PREMESSA

La presente documentazione è relativa al progetto preliminare delle opere strutturali inerenti il project financing per la realizzazione del "Nuovo Centro Civico" nel comune di Scandicci in provincia di Firenze.

A tale fine nella presente relazione sono indicate le normative da seguire nella progettazione, vigenti al momento della redazione della presente, vengono scelti i materiali per la costruzione, viene suddiviso il complesso in blocchi strutturalmente indipendenti, vengono individuate le azioni agenti sulla struttura, sono illustrati i metodi di calcolo ed, infine, viene fornita una indicazione preliminare sulle maglie strutturali e sul sistema fondale da adottare nella realizzazione degli edifici che costituiscono il complesso.

Le considerazioni che seguono sono fatte al fine di determinare un dimensionamento preliminare degli elementi strutturali e, pertanto, le scelte effettuate dovranno essere verificate, affinate e/o modificate nella successive fasi di progettazione definitiva ed esecutiva.

### 1.2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

Il complesso è ubicato in Piazza della Resistenza nel lotto compreso fra il palazzo comunale di Scandicci, Via 78° Reggimento Lupi di Toscana, Via Francoforte sull'Oder e via Pantin. Funzionalmente, il complesso si articola intorno ad uno spazio pubblico centrale occupato dalla piazza ed è composto da quattro edifici principali:

- L'edificio 1 ospita una sala polivalente, locali commerciali e spazi culturali e/o sale conferenze; l'interrato è adibito a magazzino.
- L'edificio 2 consiste in un parcheggio interrato adiacente al suddetto edificio 1.
- L'edificio 3 è destinato ad uso ufficio ad eccezione del piano terra dove sono ubicati locali per attività commerciali; il piano interrato è interamente occupato da parcheggi.
- L'edificio 4 è destinato ad edilizia residenziale ad eccezione del piano terra dove sono ubicati locali per attività commerciali; il piano interrato è interamente occupato da parcheggi.

Gli edifici 1, 2 e 3 sono costituiti, ciascuno, da un unico blocco strutturale.

L'edificio 4 è costituito da tre blocchi strutturali denominati 4A, 4B e 4C.

Per la realizzazione del piano interrato, si prevede l'uso di diaframmi in c.a. limitatamente alle zone prossime alla linea tranviaria oppure alle viabilità stradali importanti. Nelle altre zone, sarà eseguito lo scavo a cielo aperto e verrà realizzato un muro di sostegno, per assolvere la funzione di contenimento del terreno in fase definitiva. In particolare si prevede la realizzazione dei diaframmi, lungo la Via 78° Reggimento Lupi di Toscana, lungo Via Francoforte sull'Oder, e lungo il lato del percorso della tramvia prospiciente gli edifici 3 e 4.

E' stata verificata la conformità dell'opera in relazione al punto C3 del D.M. del 16/01/1996.

L'opera è ubicata in zona sismica 3S ai sensi della Delibera della Giunta Regionale Toscana n° 426 del 12.06.2006. Al fine della valutazione delle azioni sismiche tale zona coincide con la zona 2 secondo la classificazione contenuta nell' Ordinanza n° 3274 del 20 Marzo 2003.

La progettazione delle strutture è eseguita con il metodo semiprobabilistico agli stati limite facendo riferimento a quanto contenuto nel D.M. 14 Settembre 2005.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologica si rimanda alla specifica relazione a firma del Dott. Marco Vanacore. Di tale relazione si riportano, in seguito, i risultati più significativi relativi alle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione e della quota della falda.

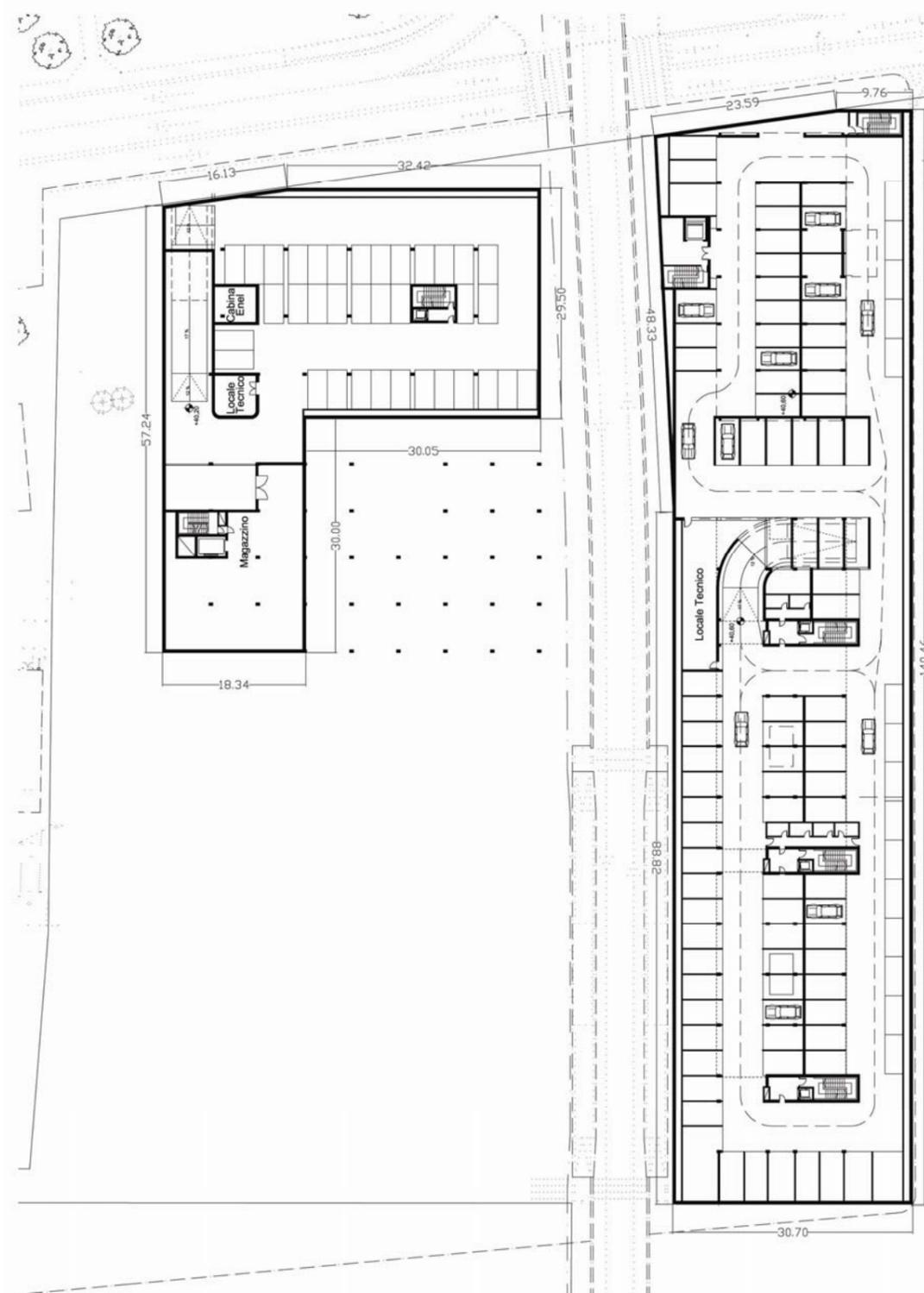


Figura 1 PIANTE DEL PIANO INTERRATO

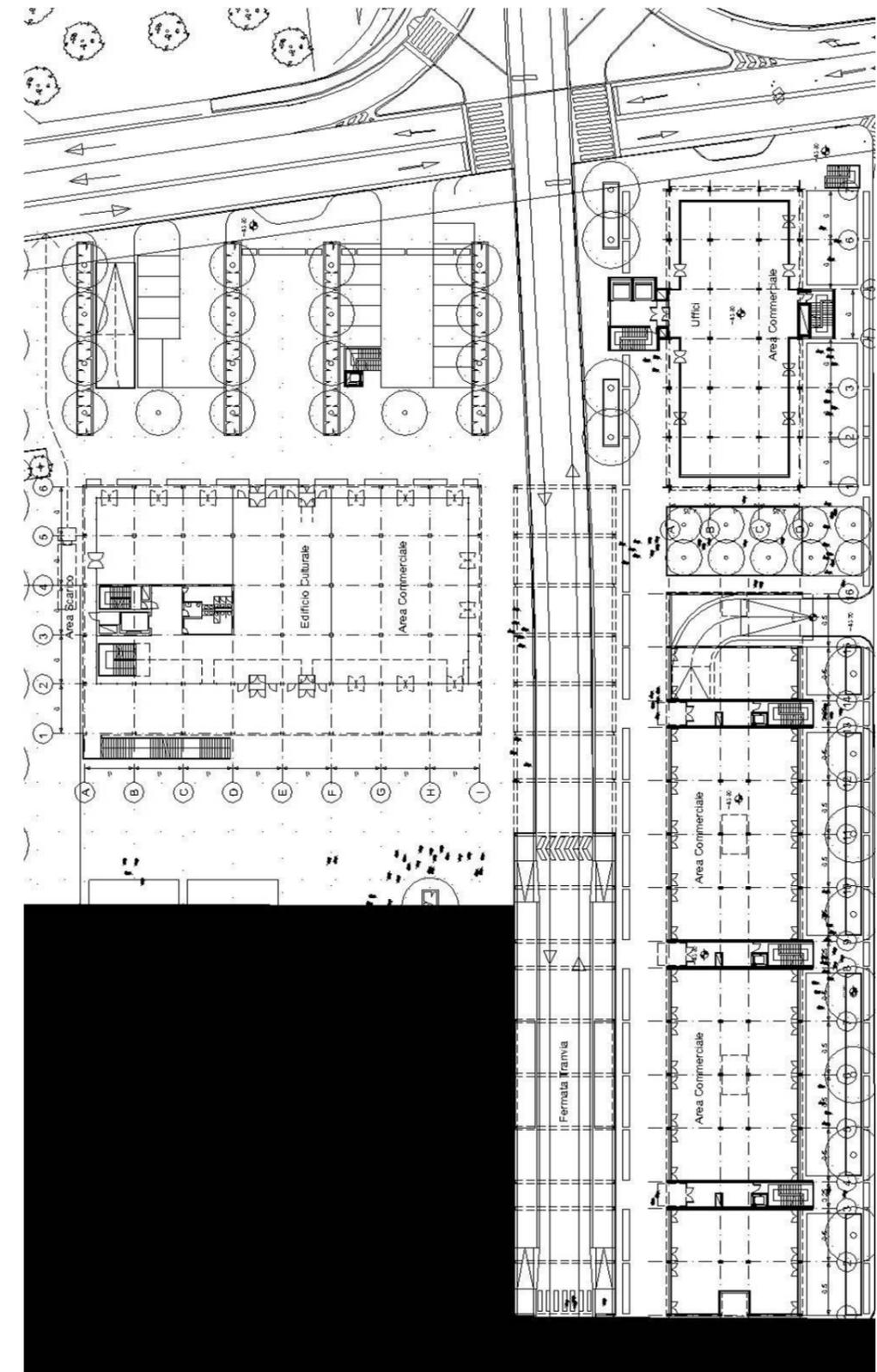


Figura 2 PIANTE DEL PIANO TERRA

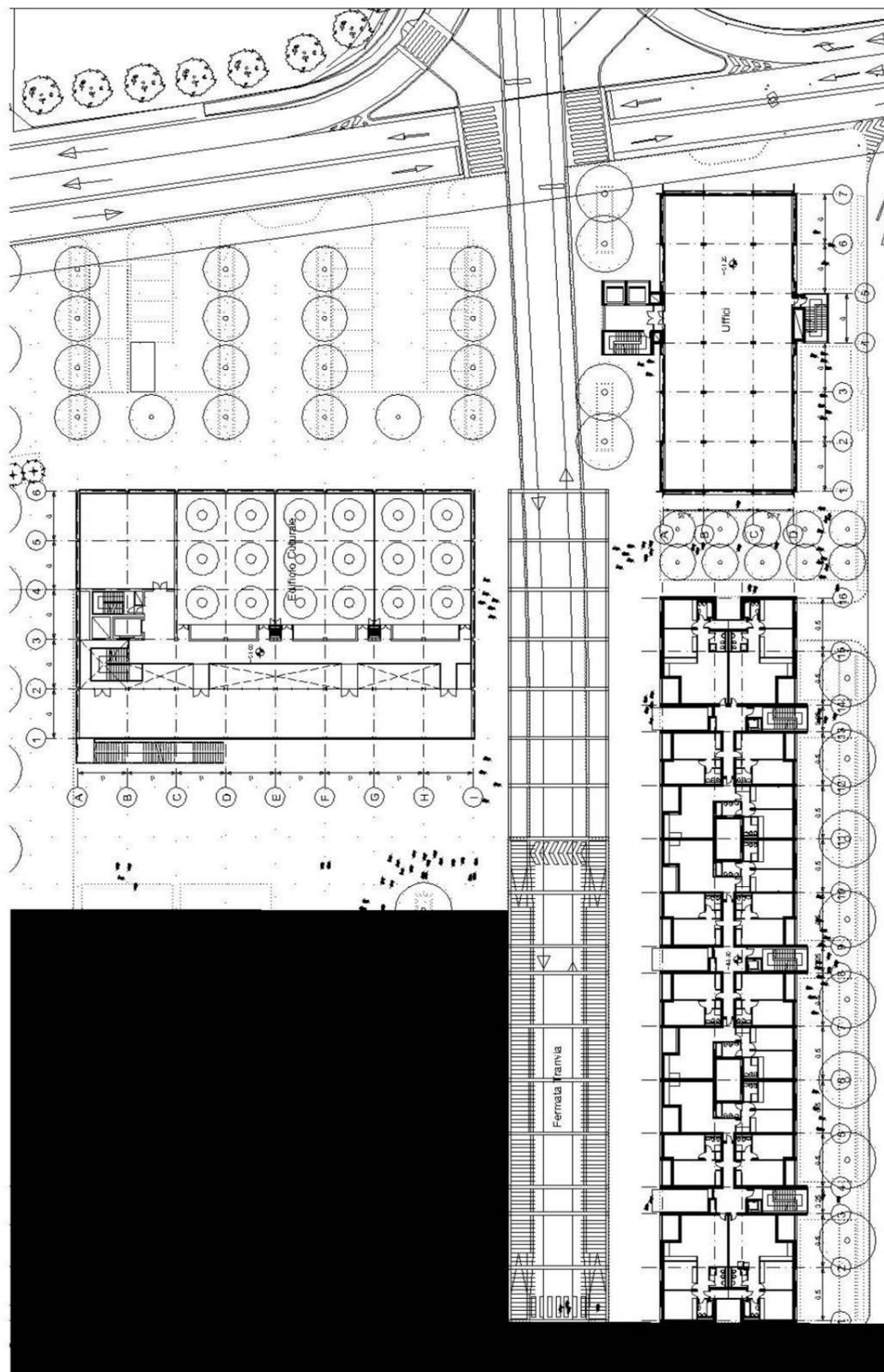


Figura 3 PIANTA DEL PIANO TIPO

### 1.3. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La presente relazione tecnico descrittiva viene redatta nel rispetto della normativa vigente di seguito elencata.

**L. 5 Novembre 1971, n. 1086** - *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.*

**Circ. Min. LL.PP. 14 Febbraio 1974, n. 11951** - *Istruzioni per l'applicazione delle norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.*

**Circ. Min. LL.PP. 1 Settembre 1987, n. 29010** - *Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - D.M. 27 luglio 1985 - Controllo dei materiali in genere e degli acciai per cemento armato normale in particolare.*

**D.M. 3 Dicembre 1987** - *Norme tecniche per la progettazione esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.*

**Circ. Min. LL.PP. 16 Marzo 1989, n. 1063/U.L.** - *Legge 5 novembre 1971, n. 1086 art. 20 - Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.*

**L. 2 Febbraio 1974 n. 64** - *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*

**D.M. 11 Marzo 1988** - *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*

**D.M. 14 Febbraio 1992** - *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*

**D.M. 9 Gennaio 1996** - *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*

**Circ. Min. LL. PP. 15 Ottobre 1996, n. 252 AA.GG./S.T.C.** - *Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*

**D.M. 16 Gennaio 1996** - *Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi>>.*

**Circ. Min. LL. PP. 4 Luglio 1996, n. 156 AA.GG./S.T.C.** - Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi>> di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

**D.M. 16 Gennaio 1996** - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

**Circ. Min. LL. PP. 10 Aprile 1997, n. 65** - Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

**Ordinanza n° 3274 del 20 Marzo 2003** – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

**Allegato 1 all'Ordinanza n° 3274 del 20 Marzo 2003** – Criteri per l'individuazione delle zone sismiche - Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone.

**Allegato 2 all'Ordinanza n° 3274 del 20 Marzo 2003; Testo integrato modificato dall'OPCM 3431 del 3 Maggio 2005** – Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.

**Allegato 4 all'Ordinanza n° 3274 del 20 Marzo 2003** – Norme tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni.

**Ordinanza n° 3316 del 2 Ottobre 2003** – Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003.

**Ordinanza n° 3431 del 3 Maggio 2005** – Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003.

**D.M. 14 settembre 2005-** – Norme tecniche per le costruzioni

## 2. ANALISI DEI CARICHI

I carichi, in base ai quali sono state calcolate le varie parti delle strutture delle opere in oggetto, sono quelli indicati dal D.M. 14.09.05 recante: "Norme tecniche per le costruzioni".

### 2.1. CARICHI PERMANENTI

Tenuto presente il peso dei materiali da costruzione e degli elementi costruttivi di cui alla tabella 6.1.I predetto D.M., si precisa che quali carichi permanenti sono stati assunti i seguenti:

#### 2.1.1. Carichi permanenti indotti per unità di volume

##### Calcestruzzi

Peso dei getti in c.a. e c.a.p.	25,00 kN/m <sup>3</sup>
Peso dei getti in cls ordinario	24,00 kN/m <sup>3</sup>
Peso dei getti in cls alleggerito	11,00 kN/m <sup>3</sup>

##### Malte

Malta di calce	18,00 kN/m <sup>3</sup>
Malta di cemento	21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### Murature

Muratura di mattoni pieni	18,00 kN/m <sup>3</sup>
Muratura di mattoni semipieni	16,00 kN/m <sup>3</sup>
Muratura di mattoni forati	11,00 kN/m <sup>3</sup>
Muratura di blocchi forati di cls	12,00 kN/m <sup>3</sup>

##### Peso terreno

Peso del terreno	20,00 kN/m <sup>3</sup>
------------------	-------------------------

#### 2.1.2. Carichi permanenti indotti per unità di superficie

##### Pavimenti

Legno	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Laterizio o ceramica o gres o graniglia	0,40 kN/m <sup>2</sup>
Marmo (spessore cm 3)	0,80 kN/m <sup>2</sup>

<u>Intonaco</u> spessore cm 1,5	0,30 kN/m <sup>2</sup>
---------------------------------	------------------------

## 2.2. CARICHI ACCIDENTALI

### 2.2.1. Sovraccarichi variabili per edifici

Si riporta la tabella 6.1.II del succitato D.M..

Cat.	TIPO DI LOCALE	verticali ripartiti kN/m <sup>2</sup>	verticali concentrati kN	Orizzontali lineari KN/m
1	Ambienti non suscettibili di affollamento (locali di abitazione e relativi servizi, alberghi, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi a livello praticabili	2,00	2,00	1,00
2	Ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti, caffè, banche, ospedali, uffici aperti al pubblico, caserme) e relativi terrazzi a livello praticabili	3,00	2,00	1,00
3	Ambienti suscettibili di grande affollamento (sale convegni, cinema, teatri, chiese, negozi, tribune con posti fissi) e relativi terrazzi a livello praticabili	4,00	4,00	2,00
4	Sale da ballo, palestre, tribune libere, aree di vendita con esposizione diffusa (mercati, grandi magazzini, librerie, ecc.) e relativi terrazzi a livello praticabili, balconi e scale	5,00	5,00	2,00
5	Balconi, ballatoi e scale comuni (esclusi quelli pertinenti alla Cat. 4)	4,00	3,00	2,00
6	Sottotetti accessibili (per sola manutenzione)	1,00	2,00	1,00
7	Coperture: a. non accessibili b. accessibili: secondo categoria di appartenenza (da 1 a 4) c. speciali (impianti, eliporti, altri): secondo il caso	1,00 - -	2,00 - -	1,00 - -
8	Rimesse e parcheggi: - per autovetture di peso fino a pieno carico fino a 30 kN - per transito di automezzi di peso superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 -	2x10,00 -	1,00 -
9	Archivi, biblioteche, magazzini, depositi, laboratori, officine e simili: da valutarsi secondo il caso ma comunque	≥6,00	≥6,00	≥1,00

Nel caso in esame si deve considerare:

- la prima categoria per le residenze;
- la seconda categoria per gli uffici;
- la terza categoria per le zone a destinazione commerciale.
- la quarta categoria per la sala polivalente.
- la quinta categoria per le zone pubbliche di passaggio.
- l'ottava categoria per le zone destinate a parcheggio;

### 2.2.2. Azioni del vento

La **velocità di riferimento**  $v_R(T_R)$  riferita ad un generico periodo di ritorno  $T_R$  è data dall'espressione  $v_R = \alpha_R(T_R) \cdot v_{ref}$  dove:

$v_{ref}$  è la velocità di riferimento del vento associata a un tempo di ritorno di 50 anni

$\alpha_R(T_R)$  è un coefficiente in funzione del tempo di ritorno  $T_R$  e vale rispettivamente:

- 1.122 per  $T_R=500$  anni (strutture di Classe 1)
- 1.156 per  $T_R=1000$  anni (strutture di Classe 2)

Nel caso in esame (zona di vento 3; altezza s.l.m 50 m) abbiamo  $v_{ref}= 27$  m/s e strutture di classe 2.

La **velocità media** del vento  $v_M$  per altezze sul suolo non superiori a 200 m vale:

$$v_M(z) = k_r \cdot c_t \cdot \alpha(z) \cdot v_R(T_R) \text{ con}$$

$$\alpha(z) = \ln(z/z_0)$$

$k_r, z_0, z_{min}$  vengono ricavati da tabella

$c_t \rightarrow$  è il coefficiente di topografia;

Si suppone una classe di rugosità B, siamo in zona 3, ad oltre 30 km dal mare ed a meno di 500 m s.l.m. Siamo dunque in IV categoria di esposizione del sito e risulta perciò:  $k_r = 0,22$ ;  $z_0=0,30$  m;  $z_{min}= 8$  m.

Il **coefficiente di topografia** può variare lungo l'altezza dell'edificio secondo le seguenti formule:

a) per costruzioni ubicate sulla cresta di una collina:

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$$

b) per costruzioni sul livello superiore di un dislivello:

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$$

c) per costruzioni su un pendio:

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$$

$$\beta = 0,5 \quad \text{per } z/H \leq 0,75; \quad \gamma = 0 \quad \text{per } H/D \leq 0,10$$

$$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot z/H \quad \text{per } 0,75 < z/H \leq 2 \quad \gamma = 1/0,20(H/D - 0,10) \quad \text{per } 0,10 < H/D \leq 0,30$$

$$\beta = 0 \quad \text{per } z/H > 2 \quad \gamma = 1 \quad \text{per } H/D > 0,30$$

dove  $z$  è l'altezza considerata,  $H$  è l'altezza del pendio,  $D$  è la larghezza del pendio e  $x$  è la distanza dell'edificio dal ciglio del pendio.

Nel caso in esame il coefficiente di topografia è pari ad 1,0.

La **velocità di picco** del vento  $v_P(z)$  vale:

$$v_P(z) = c_{ev}(z) \cdot v_R(T_R)$$

$c_{ev}$  è il **coefficiente d'esposizione** è dato da:

$$c_{ev}(z) = k_r \cdot \sqrt{c_t \cdot \alpha(z) \cdot [7 + c_t \cdot \alpha(z)]} \quad \text{per } z \geq z_{\min};$$

$$c_{ev}(z) = c_{ev}(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min};$$

Il coefficiente di esposizione risulta

= 1,28 per  $z < z_{\min} = 8\text{m}$  (edificio 1)

= 1,55 per  $z = 30.85\text{ m}$  (edificio 3)

= 1,62 per  $z = 29.30\text{ m}$  (edificio 4)

La **pressione cinetica di picco** è data da:

$$q(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_P(z)^2$$

$\rho \rightarrow$  densità dell'aria,  $1.25\text{ kg/m}^3$

Le azioni statiche equivalenti esercitate dal vento su una struttura sono in funzione dei:

- coefficienti di pressione interne e esterna (edifici a base rettangolare)
- coefficienti di pressione netta (tettoie; torri e pali a traliccio)
- coefficienti di forma (elementi a sezione circolare; elementi sferici)

**Pressione esterna**  $\rightarrow W_e = c_{pe} \cdot c_d \cdot q$ ;

**Pressione interna**  $\rightarrow W_i = c_{pi} \cdot c_d \cdot q$  dove

$q$  è la **pressione cinetica di picco** valutata nei seguenti modi:

- per pareti sopravvento,  $q(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_P(z)^2$
- per pareti sottovento e quelle parallele alla direzione del vento,  $q(h^*) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_P(h^*)^2$  con  $h^*$  pari alla quota altimetrica del baricentro della copertura della costruzione.

$c_{pe} \rightarrow$  è il coefficiente di pressione esterna

$c_{pi} \rightarrow$  è il coefficiente di pressione interna;

$c_d \rightarrow$  è il coefficiente dinamico

Il **coefficiente di pressione esterna** per edifici a pianta rettangolare con coperture piane o a falde inclinate vale:

- elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha > 60^\circ$   $c_{pe} = +0,8$
- elementi sopravvento con  $20^\circ < \alpha < 60^\circ$   $c_{pe} = +0,03 \alpha - 1$
- elementi sopravvento con  $0^\circ < \alpha < 20^\circ$  ed elementi sottovento  $c_{pe} = -0,4$

Per la valutazione del **coefficiente di pressione interna**:

- per edifici stagni  $c_{pi} = 0$
- per costruzioni non stagne  $c_{pi} = \pm 0,2$
- per costruzioni con aperture  $\geq 1/3$  superficie totale
 

sopravvento	$c_{pi} = +0,8$
sottovento	$c_{pi} = -0,5$

Il **coefficiente dinamico** si ricava da appositi grafici in funzione del tipo di strutture e delle caratteristiche geometriche dell'edificio. Si assume  $c_d = 1,0$ .

L'azione tangente del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q \cdot c_f$$

dove  $q$  è la pressione cinetica di picco e  $c_f$  è il coefficiente d'attrito che assume i seguenti valori:

- superficie liscia  $c_f = 0,01$  (caso in esame)
- superficie scabra  $c_f = 0,02$
- superficie molto scabra  $c_f = 0,04$

### 2.2.3. Variazioni termiche

Il D.M. 14 settembre 2005 prevede di assumere una variazione termica uniforme data dalla seguente espressione:

$$\Delta T_u = T - T_0$$

dove

$T_0$  corrisponde alla temperatura alla messa in esercizio della struttura

$T$  corrisponde alla temperatura media attuale e può essere valutata come media tra la temperatura esterna  $T_{est}$  e quella interna  $T_{int}$  presente nell'edifici.

La temperatura interna può essere assunta indicativamente pari a

$T_1 = 25^\circ\text{C}$  in estate

$T_2 = 20^\circ\text{C}$  in inverno

La temperatura esterna viene ricavata da tabelle: per edifici fuori terra i valori di riferimento sono in funzione dell'esposizione degli edifici e del colore della superficie (riflettente, chiara o scura); per edifici interrati sono in funzione della profondità rispetto al piano campagna.

In questa prima fase preliminare si sono assunti i seguenti valori indicativi:

- strutture in C.A. e C.A.P.:      esposte  $\pm 15^\circ$  C      protette  $\pm 10^\circ$  C
- strutture in acciaio:            esposte  $\pm 25^\circ$  C      protette  $\pm 15^\circ$  C

#### 2.2.4. Carico neve

Il valore di riferimento del carico neve al suolo riferito ad un generico tempo di ritorno  $T_r$  è dato dall'espressione:

$$q_{ref}(T_r) = \alpha_{Rn} \cdot q_{sk}$$

dove

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico neve per un tempo di ritorno pari a 200 anni;

$\alpha_{Rn}$  è un coefficiente in funzione del tempo di ritorno  $T_R$  e vale rispettivamente:

- 1.122 per  $T_R=500$  anni (strutture di Classe 1)
- 1.156 per  $T_R=1000$  anni (strutture di Classe 2)

Il carico neve sulla copertura viene valutato in generale con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{ref}(T_r) \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $C_E$  coefficiente di esposizione viene ricavato da tabella
- $C_t$  coefficiente termico, genericamente è preso uguale a 1

I coefficienti di forma sono ricavabili dalla seguente tabella ( $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, è l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale):

Coefficienti di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + \frac{0,8 - \alpha}{30}$	1,6	-

Le opere oggetto della presente relazione sono situati nella zona II ad un'altezza sul livello del mare inferiore ai 200 metri e le strutture si considerano di classe 2.

Abbiamo dunque:

$$q_{ref}(T_r) = 1,40 \text{ kN/m}^2 \quad \mu_1 = 0,8 \quad q_s = 1,29 \text{ kN/m}^2.$$

#### 2.2.5. Azione sismica

Le azioni sismiche di cui ai successivi paragrafi sono quelle corrispondenti agli stati limite di seguito elencati, nei confronti dei quali si verifica la sicurezza della struttura:

##### SLU - Stato Limite Ultimo (Sicurezza nei confronti della stabilità)

Sotto l'effetto della azione sismica di progetto, le strutture degli edifici, ivi compresi gli eventuali dispositivi antisismici di isolamento e/o dissipazione, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

##### SLD – Stato Limite di Danno (Protezione nei confronti del danno)

Le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella della azione sismica di progetto.

##### 1.1.1.1 Spettro di risposta elastico

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico.

Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

La componente verticale del moto sismico si considera rappresentata da uno spettro di risposta elastico diverso da quello delle componenti orizzontali.

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ( $a_g$  S) del terreno che caratterizza il sito. Per quest'ultimo, ai fini della definizione della azione sismica di progetto, si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

- A            *Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
- B            *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un gradaleg

miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$ , o coesione non drenata  $c_u > 250$  kPa).

- C *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $15 < N_{SPT} < 50$ , o coesione non drenata  $70 < c_u < 250$  kPa).*
- D *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 180$  m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT} < 15$ , o coesione non drenata  $c_u < 70$  kPa).*
- E *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di  $V_{S30}$  simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $V_{S30} > 800$  m/s.*

In aggiunta a queste categorie, per le quali nel seguito vengono definite le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

- S1 Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 100$  m/s (ovvero coesione non drenata  $10 < c_u < 20$  kPa)
- S2 Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A;
- S fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione;
- $\eta$  fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , espresso in punti percentuali, diverso da 5 ( $\eta=1$  per  $\xi=5$ ):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

- T periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;
- $T_B T_C T_D$  periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

I valori di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g, da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

Zona	Valore di $a_g$
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

I valori di  $T_B T_C T_D$  per le componenti orizzontali del moto ed in funzione delle categorie di suolo di fondazione, sono riportati nella seguente tabella.

Categoria suolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00

Tabella dei valori dei parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

con i valori dei parametri che definiscono la forma spettrale riportati nella sottostante tabella.

Categoria suolo	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
A, B, C, D, E	1,00	0,05	0,15	1,00

Tabella dei valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Gli spettri sopra definiti potranno essere applicati per periodi di vibrazione che non eccedono 4,0 s. Per periodi superiori lo spettro dovrà essere definito da appositi studi.

Nei casi in cui non si possa valutare adeguatamente l'appartenenza del profilo stratigrafico del suolo di fondazione ad una delle categorie di cui sopra, ed escludendo comunque i profili di tipo S1 e S2, si adotterà in generale la categoria D o, in caso di incertezza di attribuzione tra due categorie, la condizione più cautelativa.

#### 1.1.1.2 Spettro di progetto per lo stato limite ultimo

Ai fini del progetto, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q. L'azione sismica di progetto S<sub>d</sub>(T) è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q. I valori numerici del fattore q vengono definiti in funzione dei materiali e delle tipologie strutturali.

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica è dato dalla seguente espressione:

- per gli edifici in cemento armato

$$q = q_0 \cdot K_D \cdot K_R$$

dove:

q<sub>0</sub> è legato alla tipologia strutturale

K<sub>D</sub> è un fattore che dipende dalla classe di duttilità

K<sub>R</sub> è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio

Per i valori di q<sub>0</sub> si può fare riferimento al seguente prospetto:

Tipologia	q <sub>0</sub>
Strutture a telaio	4.5 α <sub>u</sub> / α <sub>1</sub>
Strutture a pareti	4.0 α <sub>u</sub> / α <sub>1</sub>
Strutture miste telaio-pareti	4.0 α <sub>u</sub> / α <sub>1</sub>
Strutture a nucleo	3.0

Per i valori di α<sub>u</sub> / α<sub>1</sub> si può fare riferimento al seguente prospetto:

	α <sub>u</sub> / α <sub>1</sub>
Edifici a telaio di un piano	1.1
Edifici a telaio a più piani, con una sola campata	1.2
Edifici a telaio a più piani e più campate	1.3
Edifici a pareti non accoppiate	1.1
Edifici a pareti accoppiate o misti telaio pareti	1.2

Il fattore K<sub>D</sub> vale:

Classe di duttilità	K <sub>D</sub>
"A"	1.0
"B"	0.7

Il fattore K<sub>R</sub> vale:

	K <sub>R</sub>
Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

- Per gli edifici in acciaio:

$$q = q_0 \cdot K_D \cdot K_R$$

dove:

q<sub>0</sub> è legato alla tipologia strutturale

K<sub>D</sub> è un fattore che dipende dalla classe di duttilità

K<sub>R</sub> è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio

Per i valori di  $q_0$  si può fare riferimento al seguente prospetto:

TIPOLOGIA STRUTTURALE	CLASSE DI DUTTILITA'	
	BASSA	ALTA
Strutture intelaiate	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
Controventi reticolari concentrici	2	4
Controventi eccentrici	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	—
Strutture intelaiate controventate	4	$4 \alpha_u / \alpha_1$

Per i valori di  $\alpha_u / \alpha_1$  si può fare riferimento al seguente prospetto:

	$\alpha_u / \alpha_1$
Edifici a un piano	1.1
Edifici a telaio a più piani, con una sola campata	1.2
Edifici a telaio con più piani e più campate	1.3
Edifici con controventi eccentrici a più piani	1.2

Il fattore  $K_D$  vale:

Classe di duttilità	$K_D$
Duttili	1.00
Plastiche	0.75
Snelle	0.50

Il fattore  $K_R$  vale:

	$K_R$
Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

Di conseguenza il fattore di struttura per gli edifici in esame valgono:

- edificio 1: la struttura è del tipo a telai in acciaio controventati e da un nucleo di setti in cemento, a bassa duttilità:  $\rightarrow q=2.00$
- edificio 2: la struttura è del tipo in cemento armato a struttura mista telaio – pareti, ad un piano, a bassa duttilità e regolare in altezza:  $\rightarrow q=3.08$

3. edificio 3: la struttura è del tipo in cemento armato a struttura mista telaio – pareti, a più piani e più campate, a bassa duttilità e non regolare in altezza:  $\rightarrow q=2.912$

4. edificio 4: la struttura è del tipo in cemento armato a struttura mista telaio – pareti, a più piani e più campate, a bassa duttilità e non regolare in altezza:  $\rightarrow q=2.912$

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - 1 \right) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

in cui  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  sono definiti nella tabella dei valori dei parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali. Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0.2a_g$ .

A meno di adeguate analisi giustificative, lo spettro di progetto della componente verticale dell'azione sismica è dato dalle seguenti espressioni, assumendo  $q = 1.5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{vd}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{3.0}{q} - 1 \right) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{vd}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3.0}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{vd}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3.0}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{vd}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3.0}{q} \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

in cui  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  sono definiti nella tabella dei valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale. Tutti i simboli mantengono significato e valore numerico definiti nel caso dello spettro di risposta elastico.

### 1.1.1.3 Spettro di progetto per lo stato limite di danno

Lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni può essere ottenuto riducendo lo spettro elastico secondo un fattore pari a 2,5.

### 1.1.1.4 Risultati

Il comune di Scandicci è ubicato in zona sismica 2, pertanto si ha:

$$a_g = 0,25 \cdot g$$

Dalla relazione geologico tecnica allegata al presente progetto si ricava che i terreni sui quali verrà edificato il fabbricato appartengono, come profilo stratigrafico del suolo di fondazione, alla categoria D. Ne consegue pertanto che i parametri da inserire nel calcolo degli spettri delle componenti orizzontali valgono:

Categoria suolo	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
D	1,35	0,20	0,80	2,00

mentre quelli per il calcolo degli spettri delle componenti verticali valgono:

Categoria suolo	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
D	1,00	0,05	0,15	1,00

## 3. METODO DI CALCOLO

In primo luogo, si utilizza per il progetto e la verifica delle strutture il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, facendo riferimento a diversi livelli di impegno delle strutture. In particolare si considereranno varie combinazioni di carico, suddivise in più gruppi:

1. Verifica allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) in campo statico;
2. Verifica agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.) in campo statico;
3. Verifica S.L.U. in campo sismico;
4. Verifica degli spostamenti allo Stato Limite di Danno (S.L.D.) in fase sismica.

### 3.1. FASE STATICA

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni. Nelle verifiche allo stato limite ultimo le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali con la seguente relazione:

$$S_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left( Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk}) \right)$$

dove:

G<sub>k</sub> valore caratteristico delle azioni permanenti

Q<sub>1k</sub> valore caratteristico dell'azione accidentale principale

Q<sub>jk</sub> valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti

γ<sub>g</sub> = 1.4 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ<sub>q</sub> = 1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

ψ<sub>0j</sub> = coefficiente di contemporaneità per le altre azioni accidentali tra loro indipendenti.

$$\psi_{0j} = \begin{cases} 0.7 & \text{abitazioni, uffici} \\ 0.7 & \text{uffici aperti al pubblico, negozi ed autorimesse} \\ 1.0 & \text{magazzini, depositi} \\ 0.6 & \text{variazioni termiche} \\ 0.6 & \text{vento} \\ 0.6 & \text{neve} \end{cases}$$

Per gli Stati Limite di Esercizio si prendono in considerazione tre diversi tipi di combinazioni delle azioni:

- Rare 
$$S_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk})$$

- Frequenti 
$$S_d = G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

- Quasi permanenti 
$$S_d = G_k + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

dove i coefficienti parziali per le azioni valgono tutti 1.0 e i coefficienti di contemporaneità per la j-sima azione accidentale assumono i seguenti valori:

I valori dei coefficienti ψ<sub>0j</sub>, ψ<sub>1j</sub> e ψ<sub>2j</sub> sono riportati nella successiva tabella.

Destinazione d'uso	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Abitazioni ed uffici	0,70	0,50	0,30
Negozi, Uffici aperti al pubblico ed autorimesse,	0,70	0,70	0,60
Magazzini, depositi	1,00	0,90	0,80
Vento	0,60	0,20	0,00
neve	0,6	0,3	0,10

Tabella dei coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2i}$  per varie destinazioni d'uso

### 3.2. FASE SISMICA

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni; le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) e di danno (SLD) devono essere effettuate con la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$S_d = \gamma_I E + G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

dove:

$\gamma_I$  fattore d'importanza;

$E$  azione sismica di riferimento per lo stato limite in esame;

$G_k$  carichi permanenti al loro valore caratteristico

$P_k$  valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile  $Q_i$ ;

$Q_{Ki}$  valore caratteristico della azione variabile  $Q_i$ .

Le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso e, quindi, delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si istituiscono diverse "categorie di importanza" a ciascuna delle quali è associato un fattore  $\gamma_I$ , detto fattore di importanza.

Tale fattore amplifica l'intensità della azione sismica di progetto rispetto al valore che per essa si assume per costruzioni di importanza ordinaria (azione sismica di riferimento). Il fattore di importanza si applica in eguale misura all'azione sismica da adottare per lo stato limite ultimo e per lo stato limite di danno. I valori del fattore di importanza possono desumersi dalla seguente tabella.

Categoria	Edifici	$\gamma_I$
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1,40
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1,20
III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1,00

Tabella dei fattori di importanza

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki})$$

dove:

$\psi_{Ei}$  coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$ , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi  $\psi_{2i} Q_{Ki}$  siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando  $\psi_{2i}$  per  $\phi$ .

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  e  $\phi$  sono riportati nelle successive tabelle.

Destinazione d'uso	$\psi_{2i}$
Abitazioni, Uffici non aperti al pubblico	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture con neve	0,35
Magazzini, Archivi	0,80
Vento	0,00

Tabella dei coefficienti  $\psi_{2i}$  per varie destinazioni d'uso

Carichi ai piani		$\varphi$
Carichi indipendenti	Ultimo piano	1,00
	Altri piani	0,50
Archivi		1,00
Carichi correlati ad alcuni piani	Ultimo piano	1,00
	Piani con carichi correlati	0,80
	Altri piani	0,50

Tabella dei coefficienti  $\varphi$  per edifici

Data la loro destinazione d'uso, per gli edifici 1, 3 e 4 si assume un fattore di importanza pari a 1.2 mentre per l'edificio 2 esso si assume pari a 1.0.

Vengono applicati i sovraccarichi accidentali previsti dalle norme vigenti, nonché i relativi coefficienti di combinazione che tengono conto della effettiva probabilità che durante un evento sismico sia agente la totalità del sovraccarico accidentale.

### 3.3. TIPO DI ANALISI

Si esegue l'analisi dinamica modale associata allo spettro di progetto applicata ad un modello tridimensionale. Si considerano tanti modi di vibrare quanti ne servono ad eccitare almeno l'85% della massa in ciascuna direzione di applicazione dello spettro, combinandone gli effetti secondo il metodo CQC ovvero della "Combinazione quadratica completa", per il quale si ha, in sintesi:

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

dove  $E_i$  ed  $E_j$  sono gli effetti dovuti ad un generico modo di vibrare "i" e "j" rispettivamente, "E" l'effetto risultante dalla combinazione degli n effetti e  $\rho_{ij}$  è il coefficiente di correlazione tra il modo i-simo ed il modo j-simo di vibrare, che tiene conto del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente e del rapporto tra le frequenze proprie di ciascuna coppia (i,j) di modi  $\omega_i/\omega_j$ .

#### 4. RELAZIONE GEOTECNICA

##### 4.1. PREMESSA

La caratterizzazione geotecnica è effettuata sulla base delle informazioni contenute nel "RAPPORTO SULLE CONOSCENZE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE NELL'AREA DELL'INTERVENTO", documento appartenente al presente progetto preliminare, redatto dal Dott. Geol. Marco Vanacore.

##### 4.2. LEGENDA

$\gamma_t$	Peso di volume
$\gamma'_t$	Peso di volume immerso
$c_u$	Coesione non drenata
$c'$	Coesione drenata
$\phi'$	Angolo di attrito in condizioni drenate
$\phi$	Angolo di attrito in condizioni non drenate
$\delta$	Angolo di attrito paratia-terreno
$K_a$	Coefficiente di spinta attiva
$K_{0-nc}$	Coefficiente di spinta a riposo per terreno normal consolidato
$K_p$	Coefficiente di spinta passiva
$K_{0-oc}$	Coefficiente di spinta a riposo misurato sperimentalmente
$\nu$	Coefficiente di Poisson
$M_0$	Modulo edometrico
$E_i$	Modulo elastico di deformazione orizzontale in condizioni non drenate
$E'_{ver}$	Modulo elastico di def. orizzontale in compressione vergine in condizioni drenate
$E'_{ric}$	Modulo elastico di deformazione orizzontale in ricompressione in condizioni drenate
OCR	Grado di sovraconsolidazione

##### 4.3. STRATIGRAFIA

Profondita'	Descrizione litologica
<b>Depositi fluviali recenti</b>	
0-1.8/4.8	Coperture limoso argillose, passanti in basso a limi argilloso sabbiosi. Lo spessore è risultato piuttosto variabile.
1.8/4.8-7.5/8.0	Sabbie medie e grossolane con limo, frequentemente con intercalazioni centimetriche (max 10 cm) di limi argillosi, alla base con piccola ghiaia (max 1 cm)
7.5/8.0-13.2	Ghiaie e sabbie, generalmente in matrice limosa ed argilloso limosa, con clasti fino a 5-7 cm.
<b>Depositi fluvio lacustri passanti in basso a lacustri</b>	
13.2-30.0	Argille limose inglobanti concrezioni calcaree autigene (max 2 cm) color marrone, variegata in grigio azzurro. Da m 18.4 a m 19.9 limi sabbiosi passanti in basso a sabbie limose, color marrone. Da m 25.6 a 36.7 passaggio costituito da sabbia medio grossa limosa a tratti argillosa, debolmente ghiaiosa (max 1 cm)

Il livello della falda misurato è approssimativamente pari a circa 9 m dal piano campagna. Tuttavia tale misura è inficiata dalla presenza di numerosi pozzi che emungono notevoli quantità d'acqua.

#### 4.4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per un dimensionamento preliminare delle opere di sostegno e di fondazione sono stati assunti dei parametri medi rappresentativi dei terreni interessati. Tali parametri sono riportati nelle due seguenti tabelle.

##### PARAMETRI GEOTECNICI PER L'ANALISI IN CONDIZIONE DRENATA

$\gamma_t$	$\gamma'_t$	$C'$	$\phi'$
[t/m <sup>3</sup> ]	[t/m <sup>3</sup> ]	[t/m <sup>2</sup> ]	[°]
2.000	1.00	0.00	30

##### PARAMETRI GEOTECNICI PER L'ANALISI IN CONDIZIONE NON DRENATA

$\gamma_t$	$C_u$	$\phi$
[t/m <sup>3</sup> ]	[t/m <sup>2</sup> ]	[°]
2.00	12.0	0

#### 4.5. METODO DI CALCOLO

##### 4.5.1. Capacità portante delle fondazioni profonde

Diamo di seguito i criteri di calcolo delle capacità portanti.

Il regolamento italiano ( D.M. LL.PP.11 marzo 1988 e successiva circolare LL.PP. n. 30483 del 24 set.1988 ) prevede la formula classica :

$$Q_u = Q_{Lu} + Q_{Bu}$$

e la valutazione del carico assiale ammissibile derivata dalla capacità ultima con:

$$Q_{amm} = Q_u / F_s \text{ ove il coefficiente di sicurezza } F_s \text{ assume i seguenti valori:}$$

$F_s = 2.5$  se la capacità ultima è ricavata dalle usuali formule teoriche

$F_s = 2$  se la capacità ultima è ricavata da prove di carico statico e sempre che siano state effettuate accurate indagini geotecniche.

##### Suoli incoerenti

Le formule che verranno usate nel seguito assimilano il comportamento dei suoli ad un geo-materiale *incoerente* per quanto interessati dalla installazione dei pali.

A questo comportamento verranno assimilati le sabbie e le ghiaie.

In merito alle formule ed alla loro validità occorre premettere alcune osservazioni.

Generalmente il meccanismo resistente dell'adesione laterale palo-terreno si sviluppa in un intorno ristretto della superficie laterale del palo.

La realizzazione di pali, sia trivellati che battuti, comporta condizioni altamente complesse che si sviluppano all'interfaccia palo-terreno, spesso non relazionate con le condizioni del terreno nello stato naturale indisturbato. Le pressioni interstiziali che circondano il palo possono variare ampiamente nel periodo di ore, giorni, mesi e anni dopo l'installazione così che le semplici relazioni analitiche fra l'adesione lungo la superficie del palo e le pressioni efficaci del terreno sovrastante non sono realistiche.

L'effetto della trivellazione è di causare un rilascio della pressione laterale sulle pareti del foro praticato.

La portata laterale limite unitaria verrà calcolata a mezzo della nota relazione

$$f_{si} = \beta \times \sigma'_{vz} \times \Delta z_{si} \text{ con } \beta = K_s \times \tan(\delta)$$

$$Q_{LL} = \pi \cdot D \cdot \sum f_{si} \cdot \Delta z_i = \pi \cdot D \cdot \sum_1^s \sum_1^i [\sigma'_{vz} \cdot K_s \cdot \tan(\delta_s) \cdot \Delta z_i]$$

VALIDA PER SUOLI INCOERENTI E PIÙ GENERALMENTE PER SUOLI IN CONDIZIONI DRENATE

ove  $\sigma'_h$

$K_s$  = è il coefficiente di spinta,  $\sigma'_h$  = tensione orizzontale efficace,  $\sigma'_v$  = tensione verticale efficace

$\sigma'_v$

$\delta$  = angolo di attrito palo-terreno che per pali trivellati si assume =  $\phi'$

$\Delta z_{si}$  = tratto i-esimo dello strato "s"

per il caso di pali trivellati la valutazione del coefficiente  $K_s$  assume generalmente valori :

$$0,4 \leq K_s \leq 0,7$$

Il valore dipende in linea generale, a seconda delle raccomandazioni e norme in uso nei vari paesi, su relazioni trovate a seguito di elaborazione di numerose prove sperimentali, dal grado di addensamento del materiale e dalla profondità.

Abbiamo assunto in via cautelativa:  $K_s = 0,4$  per  $N_{SPT} \leq 20$

$K_s = 0,5$  per  $N_{SPT} > 20$

indipendentemente dalla profondità.

In ogni caso il valore di  $f_{si}$  viene limitato a 200 Kpa.

La portata limite alla base può essere ricavata attraverso la nota relazione:

$$Q_{LB} = \sigma'_{vL} \cdot N_q^* \cdot A_b$$

Con :  $\sigma'_{vL}$  = tensione verticale efficace alla profondità della base del palo

$A_b$  = area della base del palo

$N_q^*$  = fattore di capacità portante alla mobilitazione dell'intera portata di base al limite plastico

La verifica della portata assiale con il metodo succitato è illustrata nei fogli di calcolo forniti per ogni opera.

$N_q^*$  = fattore di capacità portante ricavato in base alla superficie limite di plasticità alla base del palo e ricavabile in funzione dell'angolo di attrito dal seguente grafico

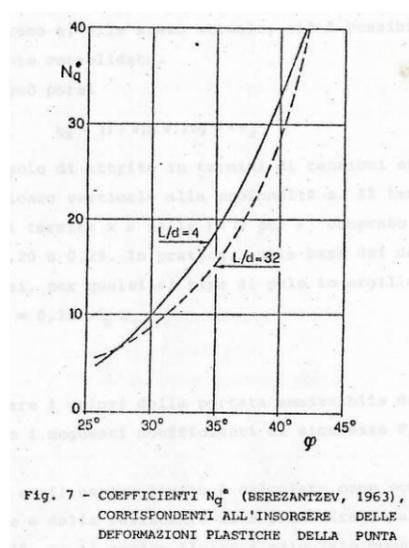


Figura 4 - grafico dei fattori di capacità portante di Berezantsev ( AGI )

suoli coesivi

Fondamentalmente vi sono due tipi di formule teoriche per la determinazione della capacità portante assiale ultima dei pali in terreni coesivi: i cosiddetti metodi  $\alpha$  e  $\beta$ .

**a) metodo  $\alpha$**

La portata laterale limite si sviluppa all'interfaccia palo-terreno mediante una forza di adesione proporzionale al valore della coesione non drenata  $c_u$ , ricavata preferibilmente da prove di compressione ad espansione laterale libera, attraverso una relazione del tipo

$$\tau_s = \alpha c_u$$

ove  $\alpha$  è un coefficiente che tiene conto della natura del suolo coesivo, della sua consistenza e del grado di consolidazione. Molti autori hanno ricavato il valore di  $\alpha$  da prove di carico

eseguite su suoli coesivi così che oggi si dispone di una casistica abbastanza estesa, tale da consentire di scegliere i valori più appropriati al caso in esame.

Si riportano di seguito alcuni grafici e tabelle usati per la determinazione del valore di  $\alpha$  (tabella valida per pali trivellati in calcestruzzo).

Italia (formule d'uso ) Associazione Geotecnica Italiana	
$C_u$ [ Kpa ]	$\alpha$
Fino a 25	0.9
25 ÷ 50	0.8
50 ÷ 75	0.6
Oltre 75	0.4

(\*) fra 25 e 100 Kpa e fra 100 e 200 Kpa i valori si possono trovare tramite interpolazione lineare

(\*\*) fra 25 e 70 Kpa e fra 70 e 250 Kpa i valori si possono trovare tramite interpolazione lineare

La portata di base limite in un suolo coesivo in condizioni drenate è generalmente più grande della portata in condizioni non drenate. Tuttavia il cedimento richiesto per mobilitare la capacità drenata in terreni coesivi anche moderatamente compressibili sarebbe troppo grande ed intollerabile per la maggior parte delle strutture. Inoltre il palo deve avere un'immediata capacità portante tale da prevenire una rottura a breve termine.

Per queste ragioni è usuale calcolare la capacità portante di base in termini di coesione non drenata  $c_u$  e di un fattore di capacità portante  $N_c$ ,

$$Q_b = (N_c c_u) A_b + \gamma L$$

normalmente si assume  $N_c = 9$

**b) metodo  $\beta$**

In questo approccio alternativo al metodo  $\alpha$  si ipotizza che il legame fra palo e terreno coesivo lungo la superficie laterale del palo sia di tipo esclusivamente frizionale, con la adesione superficiale che ne risulta funzione della pressione normale efficace  $\sigma'_{vh}$  e di un angolo di attrito fra palo e terreno  $\delta$ ,

$$\tau_s = \sigma'_{vh} \times \tan(\delta) = K \times \sigma'_{vz} \times \tan(\delta) = \beta \times \sigma'_{vz}$$

nel caso di pali trivellati K viene generalmente assunto pari al coefficiente di spinta a riposo

$$K = K_0 = [1 - \sin(\phi')]$$

Con l'angolo ( $\phi'$ ) ricavato da una prova di taglio semplice e  $\delta = \phi'$

Le considerazioni fondamentali che hanno condotto alla valutazione della resistenza laterale limite con il metodo suesposto si possono così riassumere :

l'incertezza nella misurazione della coesione non drenata  $c_u$  poiché non vi è un unico valore per essa, il suo valore dipende infatti da molti fattori come l'orientamento delle tensioni, la velocità di misura, la dimensione del campione ed il tipo di prova;

il fatto che  $\alpha$  è un parametro puramente empirico;

il fatto che i carichi producono la massima deformazione del suolo di interfaccia in una zona ristretta intorno al palo cosicché i percorsi di drenaggio sono corti e quindi nella maggior parte delle condizioni di carico si stabiliscono condizioni drenate;

la trivellazione del foro ed il successivo getto di calcestruzzo per la formazione del palo sempre disturbano e rimangono la zona di interfaccia suolo-terreno.

La portata di base limite viene ricavata come nel metodo  $\alpha$ .

Il dimensionamento preliminare ha fornito un valore della portanza pari a circa 80 t per un palo del diametro di 800 mm con una lunghezza utile di 18.0 m.

#### 4.5.2. Capacità portante delle fondazioni superficiali

La capacità portante del terreno di fondazione è calcolata con la seguente espressione di Brinch-Hansen, modificata da Vesic<sup>1</sup>:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q$$

essendo:

- D Profondità d'interramento
- B Larghezza della fondazione

$N_\gamma, N_c, N_q$  = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione  $\phi'$ ;

$s_\gamma, s_c, s_q$  = fattori di forma della fondazione;

$i_\gamma, i_c, i_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

$b_\gamma, b_c, b_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

$g_\gamma, g_c, g_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

$d_c, d_q$  = fattori correttivi che tengono della profondità del piano di posa;

#### fattori di capacità portante

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_c = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

#### fattori di forma

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} \quad (=1 \text{ per fondazioni nastriformi})$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

#### fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k \text{ dove } k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1; k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

$$d_\gamma = 1$$

#### fattori di inclinazione del carico ( $i_\gamma, i_q > 0$ )

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^{m+1}$$

$$\text{dove } m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \text{ per H parallelo a B}$$

<sup>1</sup> "Fondazioni, progetto e analisi" J. E. Bowles, pag. 197

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \text{ per H parallelo a L}$$

$A_f$  è l'area efficace della fondazione ( $B' \times L'$ )

$$B' = B - 2 e_y; L' = L - 2 e_x$$

$V$  è il carico verticale totale sulla fondazione

$c_a$  è l'aderenza alla base, pari alla coesione

#### fattori di inclinazione del terreno

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

dove  $\beta (\leq \phi)$  è l'inclinazione del pendio, positiva se diretta verso il basso

#### fattori di inclinazione del piano di fondazione

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^2$$

dove  $\eta$  è l'inclinazione del piano di fondazione sull'orizzontale, positiva verso l'alto ( $\eta + \beta \leq 90^\circ$ ).

La pressione ammissibile si ottiene dividendo  $q_u$  per il coefficiente di sicurezza (usualmente assunto pari a tre).

Il dimensionamento preliminare ha portato ad una valutazione della pressione ammissibile compresa fra 0.1 e 0.15 N/mm<sup>2</sup> in condizioni drenate e compresa fra 0.2 e 0.25 N/mm<sup>2</sup> in condizioni non drenate.

#### 4.5.3. Calcolo della costante di Winkler

La soletta inferiore del sottopasso e le fondazioni delle pensiline sono modellate come piastra su suolo elastico alla Winkler. La costante di sottofondo  $k_w$  di Winkler è legata al modulo di deformabilità del terreno dalla relazione:<sup>2</sup>

$$k_w = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)}$$

in cui  $E_s$  è il modulo di deformabilità (modulo elastico) del terreno,  $B$  è la larghezza della base di fondazione,  $\mu$  è il coefficiente di Poisson del terreno.

Si desidera osservare che la pressione sul terreno ed i momenti flettenti di calcolo sulla soletta di fondazione sono poco influenzati dal valore adottato nel modello per la costante elastica  $k_w$  (almeno per un ampio intervallo di  $k_w$  da 8000 a 50000 KN/m<sup>3</sup>); ciò, come è noto, dipende dal fatto che la rigidezza degli elementi strutturali è in genere pari come minimo a 10 volte la rigidezza del terreno misurata da  $k_w$ .

<sup>2</sup> Bowles – “Fondazioni” pag. 437

## 5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in oggetto si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

### 5.1. CALCESTRUZZO

- Calcestruzzo magro per livellamento del piano di posa delle fondazioni:		$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Calcestruzzo per strutture gettate in opera in fondazione:		$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:		$f_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione:		$f_{ctk} = 1.82 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione per flessione:		$f_{ctk} = 2.18 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica di calcolo		$f_{cd} = 15.56 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico		$E_c = 31220 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza a compressione	S.L.U	$\gamma_{m,c} = 1.9$
Coefficiente parziale di sicurezza a trazione	S.L.U	$\gamma_{m,c} = 1.6$
- Calcestruzzo per strutture gettate in opera in elevazione:		$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:		$f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione:		$f_{ctk} = 2.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione per flessione:		$f_{ctk} = 2.43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica di calcolo		$f_{cd} = 18.16 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico		$E_c = 33720 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza a compressione	S.L.U	$\gamma_{m,c} = 1.9$
Coefficiente parziale di sicurezza a trazione	S.L.U	$\gamma_{m,c} = 1.6$
- Calcestruzzo per strutture prefabbricate:		$R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:		$f_{ck} = 45.65 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione:		$f_{ctk} = 2.73 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione per flessione:		$f_{ctk} = 3.28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica di calcolo		$f_{cd} = 30.43 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico		$E_c = 42270 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza a compressione	S.L.U	$\gamma_{m,c} = 1.71$
Coefficiente parziale di sicurezza a trazione	S.L.U	$\gamma_{m,c} = 1.6$

### 5.2. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO NORMALE

$$f_y / f_{yk} < 1,35 \quad (f_t / f_y)_{\text{medio}} > 1,13$$

dove:

$f_y$  = singolo valore di snervamento

$f_{yk}$  = valore nominale di riferimento

$f_t$  = singolo valore tensione di rottura

Modulo elastico:

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$$

Armature:

Fe B 44 K c.s.

Tensione di snervamento caratteristica

$$f_{yk} = 430.0 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di snervamento di calcolo

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.

$$\gamma_s = 1.15$$

### 5.3. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Acciaio armonico di tipo stabilizzato

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{ptk} \geq 1870 \text{ Mpa}$$

Tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico:

$$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$$

Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.

$$\gamma_s = 1.15$$

### 5.4. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Acciaio Tipo Fe 430B

Tensione di snervamento:

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.

$$\gamma_s = 1.0$$

### 5.5. BULLONI PER CARPENTERIA METALLICA

Bulloni classe 8.8

Resistenza a rottura per trazione

$$f_t = 800 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di snervamento

$$f_y = 640 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza caratteristica per azioni normali

$$f_{k,N} = 560 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di progetto per azioni normali

$$f_{d,N} = 560 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di progetto alle azioni taglianti

$$f_{d,V} = 396 \text{ N/mm}^2$$

## 6. DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE

### 6.1. CARICHI DI PIANO

In relazione alle norme sopra richiamate, si specifica che per il dimensionamento delle strutture sono stati assunti i seguenti carichi di piano.

#### 6.1.1. Edificio 1

- **Solaio piano tipo**

(Solaio a lastra tralicciata ad armatura lenta)

Peso proprio solaio	(sp.=30+5cm)	4.45 kN/m <sup>2</sup>
Peso permanente portato		2.20 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti solaio</b>		<b>6.65 kN/m<sup>2</sup></b>

**Carico d'esercizio solaio** **5.00 kN/m<sup>2</sup>**

- **Solaio piano copertura**

(Solaio a lastra tralicciata ad armatura lenta)

Peso proprio solaio	(sp.=30+5cm)	4.45 kN/m <sup>2</sup>
Peso permanente portato		3.80 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti solaio</b>		<b>8.25 kN/m<sup>2</sup></b>

**Carico d'esercizio copertura** **1.30 kN/m<sup>2</sup>**

#### 6.1.2. Edificio 2

- **Solaio piano terra**

(Solaio alveolare precompresso)

Peso proprio solaio	(sp.=30+5cm)	5.25 kN/m <sup>2</sup>
Peso permanente portato		10.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti solaio</b>		<b>15.25 kN/m<sup>2</sup></b>

**Carico d'esercizio solaio** **5.00 kN/m<sup>2</sup>**

#### 6.1.3. Edificio 3

- **Solaio interno piano terra (negozi)**

(Solaio a lastra tralicciata ad armatura lenta)

Peso proprio solaio	(sp.=30+5cm)	4.45 kN/m <sup>2</sup>
Peso permanente portato		2.40 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti solaio</b>		<b>6.85 kN/m<sup>2</sup></b>

**Carico d'esercizio solaio** **4.00 kN/m<sup>2</sup>**

- **Solaio esterno piano terra con marciapiede**

(Solaio a lastra tralicciata ad armatura lenta)

Peso proprio solaio	(sp.=30+5cm)	4.45 kN/m <sup>2</sup>
Peso permanente portato		2.60 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti solaio</b>		<b>7.05 kN/m<sup>2</sup></b>

**Carico d'esercizio solaio** **5.00 kN/m<sup>2</sup>**

- **Solaio esterno piano terra con giardino**

(Solaio a lastra tralicciata ad armatura precompressa)

Peso proprio solaio	(sp.=30+5cm)	4.45 kN/m <sup>2</sup>
Peso permanente portato		10.55 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti solaio</b>		<b>15.00 kN/m<sup>2</sup></b>

**Carico d'esercizio solaio** **5.00 kN/m<sup>2</sup>**

- **Solaio piano tipo uffici**

(Solaio a lastra tralicciata ad armatura lenta)

Peso proprio solaio	(sp.=30+5cm)	4.55 kN/m <sup>2</sup>
Peso permanente portato		3.20 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti solaio</b>		<b>7.65 kN/m<sup>2</sup></b>

**Carico d'esercizio solaio** **3.00 kN/m<sup>2</sup>**

- **Solaio piano copertura**  
(Solaio a lastra tralicciata ad armatura lenta)  
Peso proprio solaio (sp.=30+5cm) 4.55 kN/m<sup>2</sup>  
Peso permanente portato 2.20 kN/m<sup>2</sup>  
**Totale carichi permanenti solaio 6.65 kN/m<sup>2</sup>**

**Carico d'esercizio copertura 3.00 kN/m<sup>2</sup>**

#### 6.1.4. Edificio 4

- **Solaio interno piano terra (negozi)**  
(Solaio a lastra tralicciata ad armatura lenta)  
Peso proprio solaio (sp.=30+5cm) 4.45 kN/m<sup>2</sup>  
Peso permanente portato 2.40 kN/m<sup>2</sup>  
**Totale carichi permanenti solaio 6.85 kN/m<sup>2</sup>**

**Carico d'esercizio solaio 4.00 kN/m<sup>2</sup>**

- **Solaio esterno piano terra carrabile**  
(Solaio a lastra tralicciata ad armatura precompressa)  
Peso proprio solaio (sp.=30+5cm) 4.45 kN/m<sup>2</sup>  
Peso permanente portato 2.60 kN/m<sup>2</sup>  
**Totale carichi permanenti solaio 7.05 kN/m<sup>2</sup>**

**Carico d'esercizio solaio 20.00 kN/m<sup>2</sup>**

- **Solaio esterno piano terra con giardino**  
(Solaio a lastra tralicciata ad armatura precompressa)  
Peso proprio solaio (sp.=30+5cm) 4.45 kN/m<sup>2</sup>  
Peso permanente portato 10.55 kN/m<sup>2</sup>  
**Totale carichi permanenti solaio 15.00 kN/m<sup>2</sup>**

**Carico d'esercizio solaio 5.00 kN/m<sup>2</sup>**

- **Solaio piano tipo residenziale**  
(Solaio a lastra tralicciata ad armatura lenta)  
Peso proprio solaio (sp.=26+4cm) 4.00 kN/m<sup>2</sup>  
Peso permanente portato 3.20 kN/m<sup>2</sup>  
**Totale carichi permanenti solaio 7.20 kN/m<sup>2</sup>**

**Carico d'esercizio solaio 2.00 kN/m<sup>2</sup>**

- **Solaio piano copertura**  
(Solaio a lastra tralicciata ad armatura lenta)  
Peso proprio solaio (sp.=26+4cm) 4.00 kN/m<sup>2</sup>  
Peso permanente portato 2.20 kN/m<sup>2</sup>  
**Totale carichi permanenti solaio 6.20 kN/m<sup>2</sup>**

**Carico d'esercizio copertura 2.00 kN/m<sup>2</sup>**

#### 6.2. SUDDIVISIONE IN BLOCCHI INDIPENDENTI

Il complesso viene suddiviso nei seguenti blocchi, strutturalmente indipendenti tra di loro.

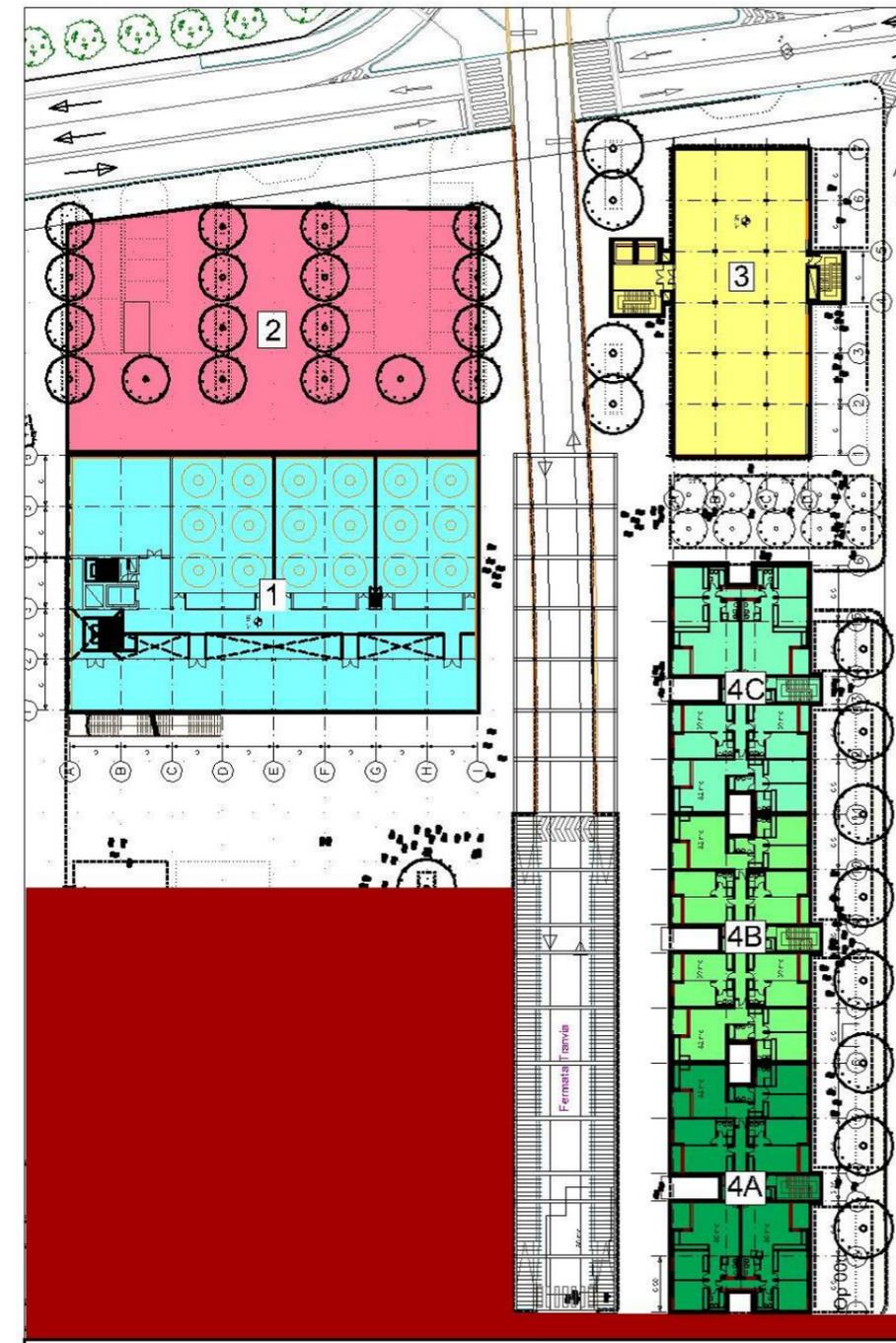
- 1 CENTRO POLIFUNZIONALE
- 2 PARCHEGGIO INTERRATO E A LIVELLO PIAZZA
- 3 COMMERCIALE / UFFICI
- 4 COMMERCIALE / RESIDENZIALE suddiviso in tre blocchi strutturali: 4A, 4B e 4C

Nella seguente figura è illustrata la suddivisione del complesso in blocchi strutturalmente indipendenti. I giunti hanno una larghezza pari almeno a  $H/100$  moltiplicato per  $a_g/0,35g$ , dove H è l'altezza del punto considerato dallo spiccatto delle fondazioni.



<b>LEGENDA</b>	1-CENTRO POLIFUNZIONALE
	2-PARCHEGGIO
	3-EDIFICIO COMMERCIALE-UFFICI
	4-EDIFICIO COMMERCIALE-RESIDENZE

Figura 5 SUDDIVISIONE DEI BLOCCHI AL PIANO TERRA



<b>LEGENDA</b>	1-CENTRO POLIFUNZIONALE
	2-PARCHEGGIO
	3-EDIFICIO COMMERCIALE-UFFICI
	4-EDIFICIO COMMERCIALE-RESIDENZE

Figura 6 SUDDIVISIONE DEI BLOCCHI IN ELEVAZIONE

### **6.3. MAGLIE STRUTTURALI**

Nelle seguenti figure, sono illustrate le maglie strutturali adottate.

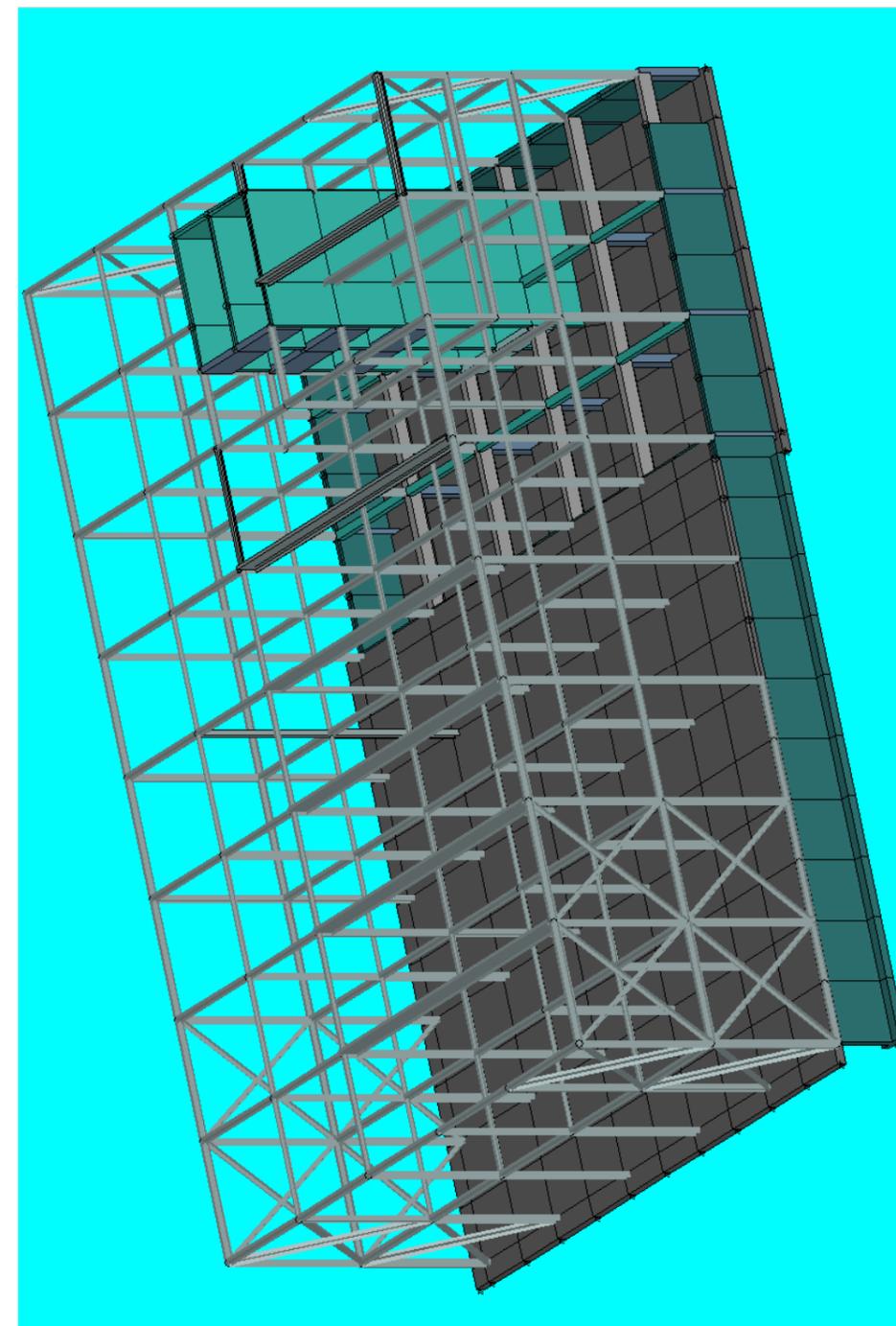
#### **6.3.1. Edificio 1 - Centro polifunzionale**

L'edificio 1 è costituito da un piano interrato di dimensioni 19x30 m e tre piani fuori terra compresa la copertura di dimensioni 48x30 m circa. L'altezza complessiva fuori terra è di circa 15m.

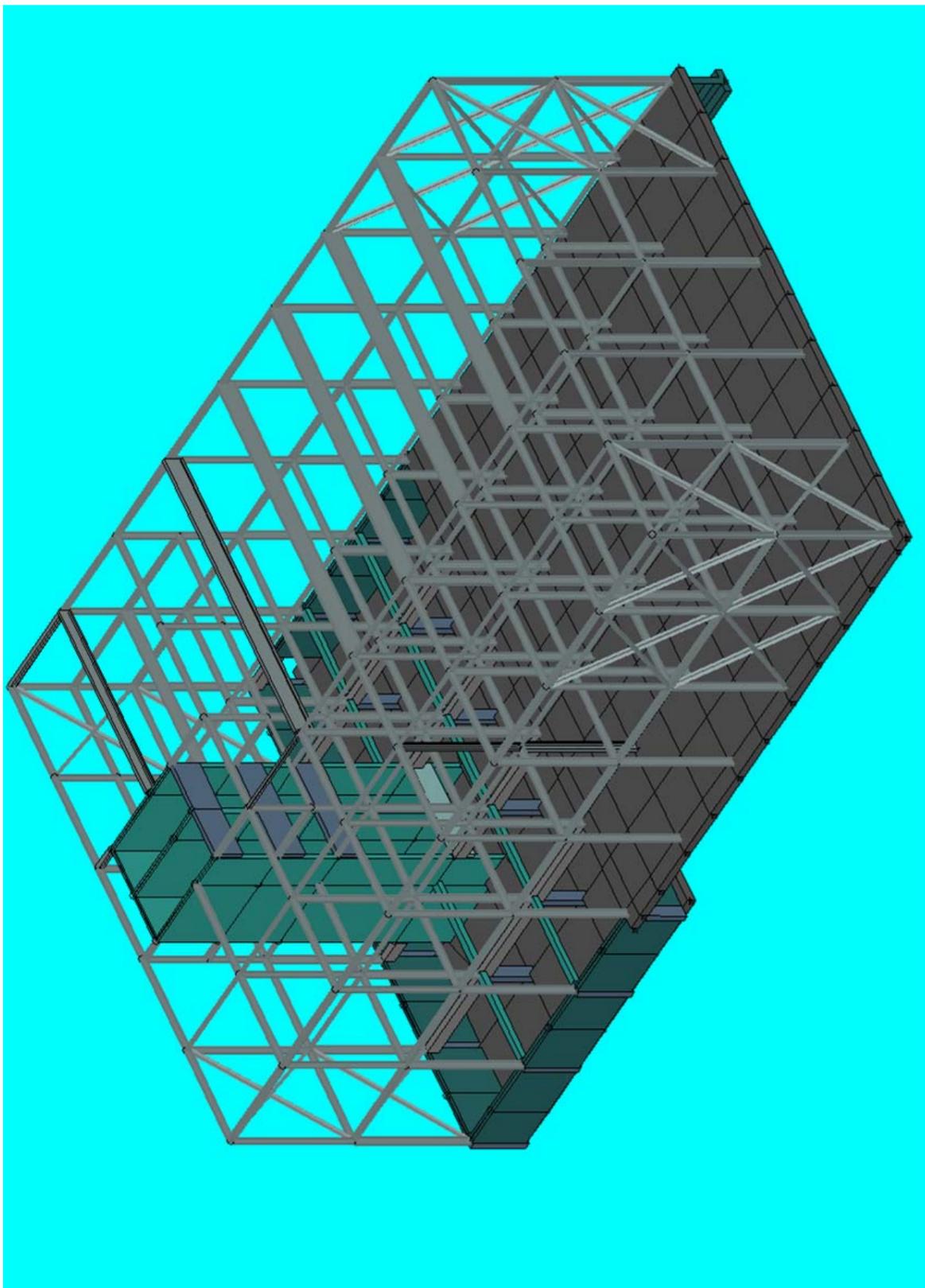
La struttura è costituita da telai in acciaio controventati e da un nucleo di setti in cemento armato che ospita il vano scale e il vano ascensore. L'interrato è costituito da travi, setti e pilastri in cemento armato.

I solai sono a lastra tralicciata ad armatura lenta e blocchi di alleggerimento in polistirolo con soletta collaborante in c.a. per uno spessore complessivo di 30+5 cm.

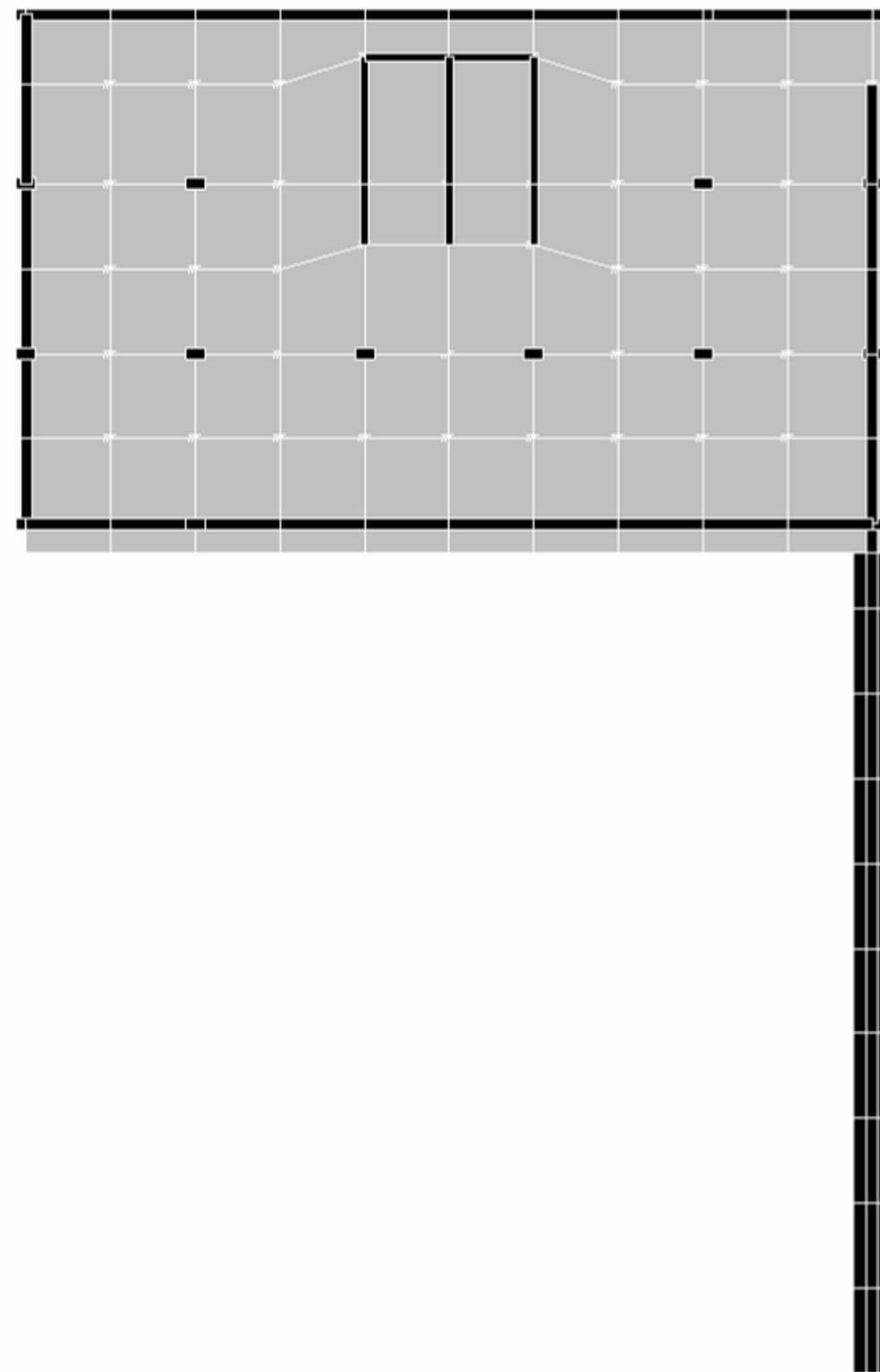
Le fondazioni sono costituite da una platea di spessore 50 cm.



*Figura 7 –VISTA ASSONOMETRICA DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI*



**Figura 8 –VISTA ASSONOMETRICA DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI**



**Figura 9 –CARPENTERIA PIANO INTERRATO**

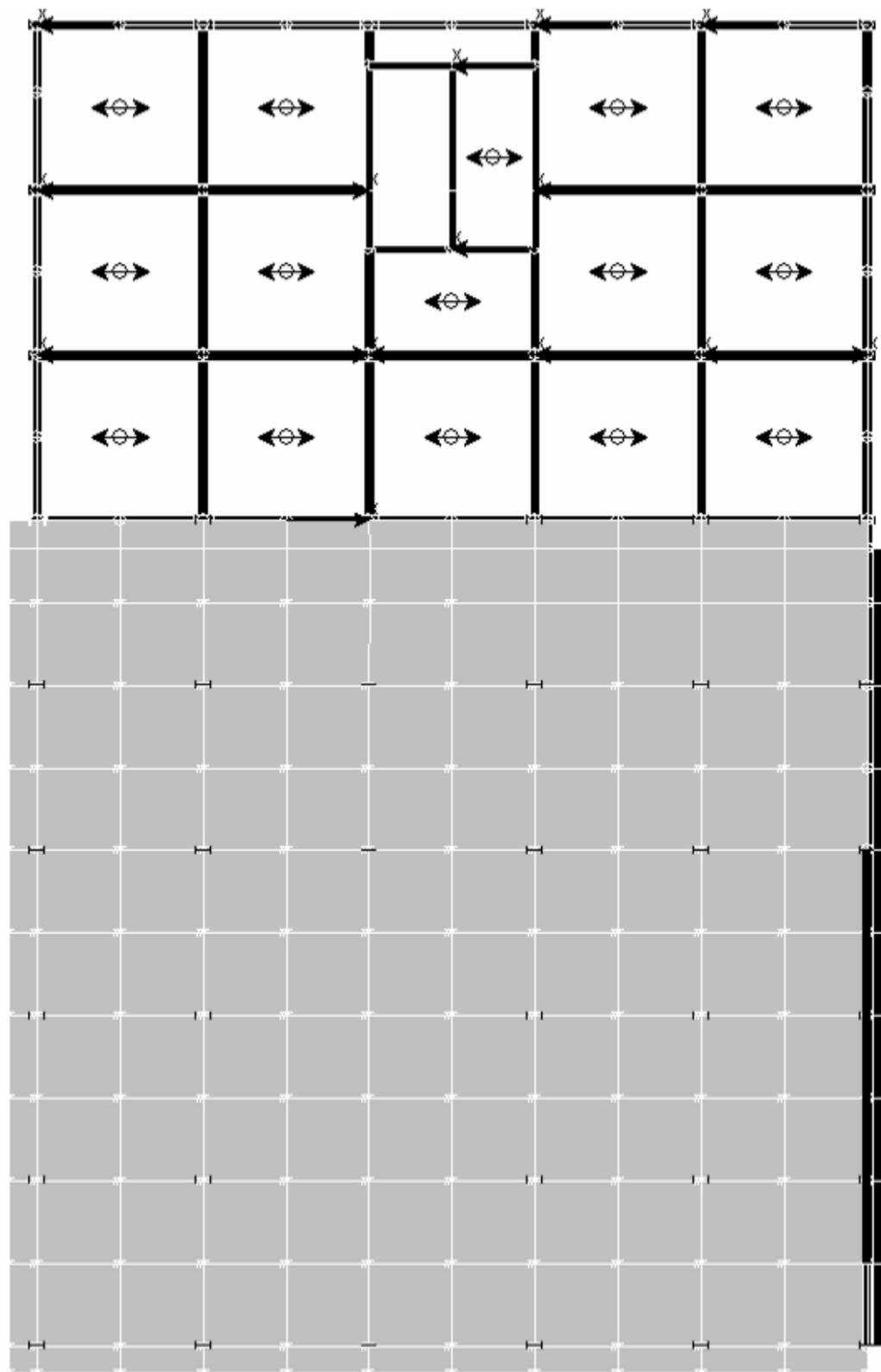


Figura 10 – CARPENTERIA PIANO TERRA

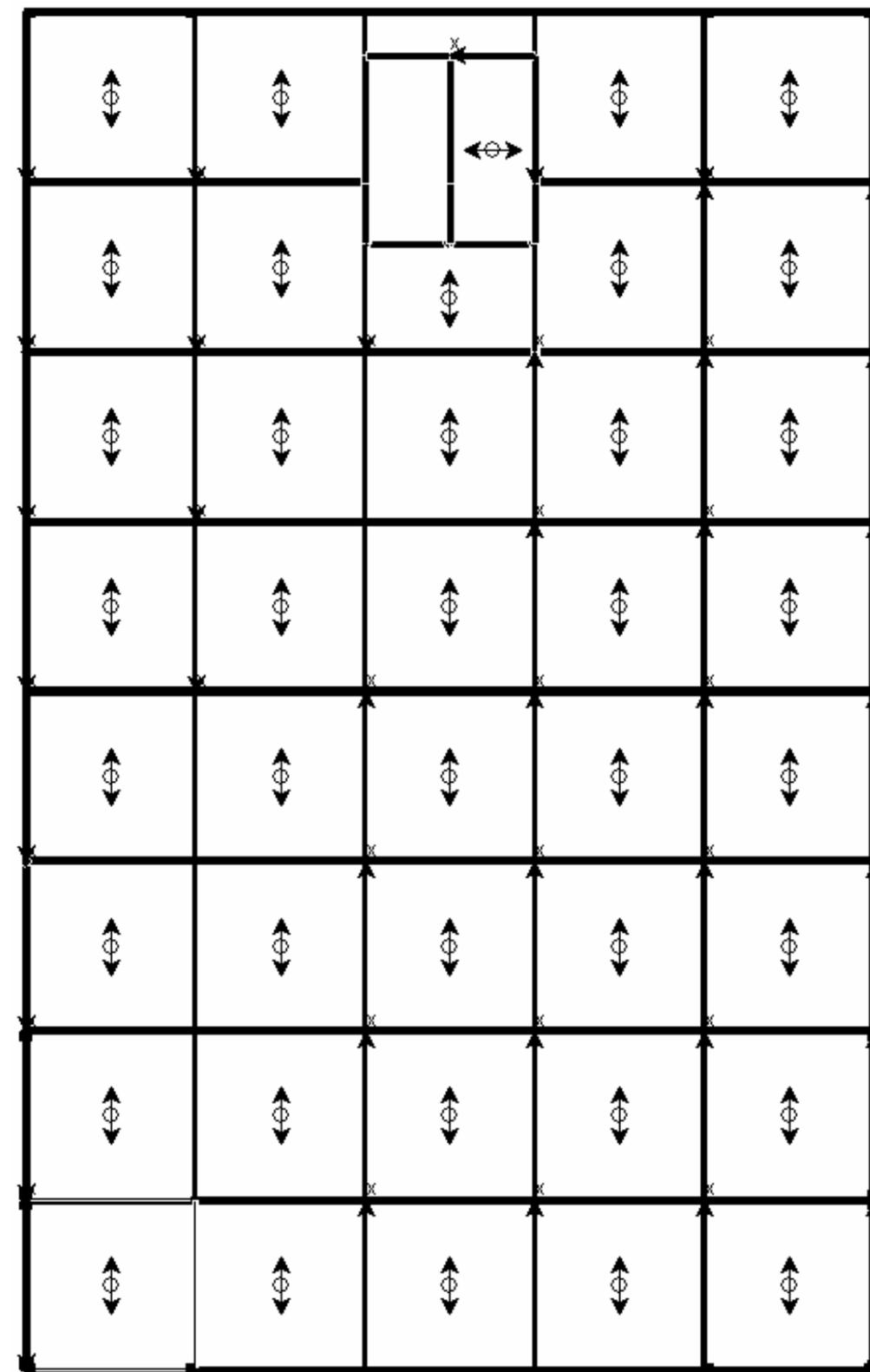


Figura 11 – CARPENTERIA PIANO PRIMO



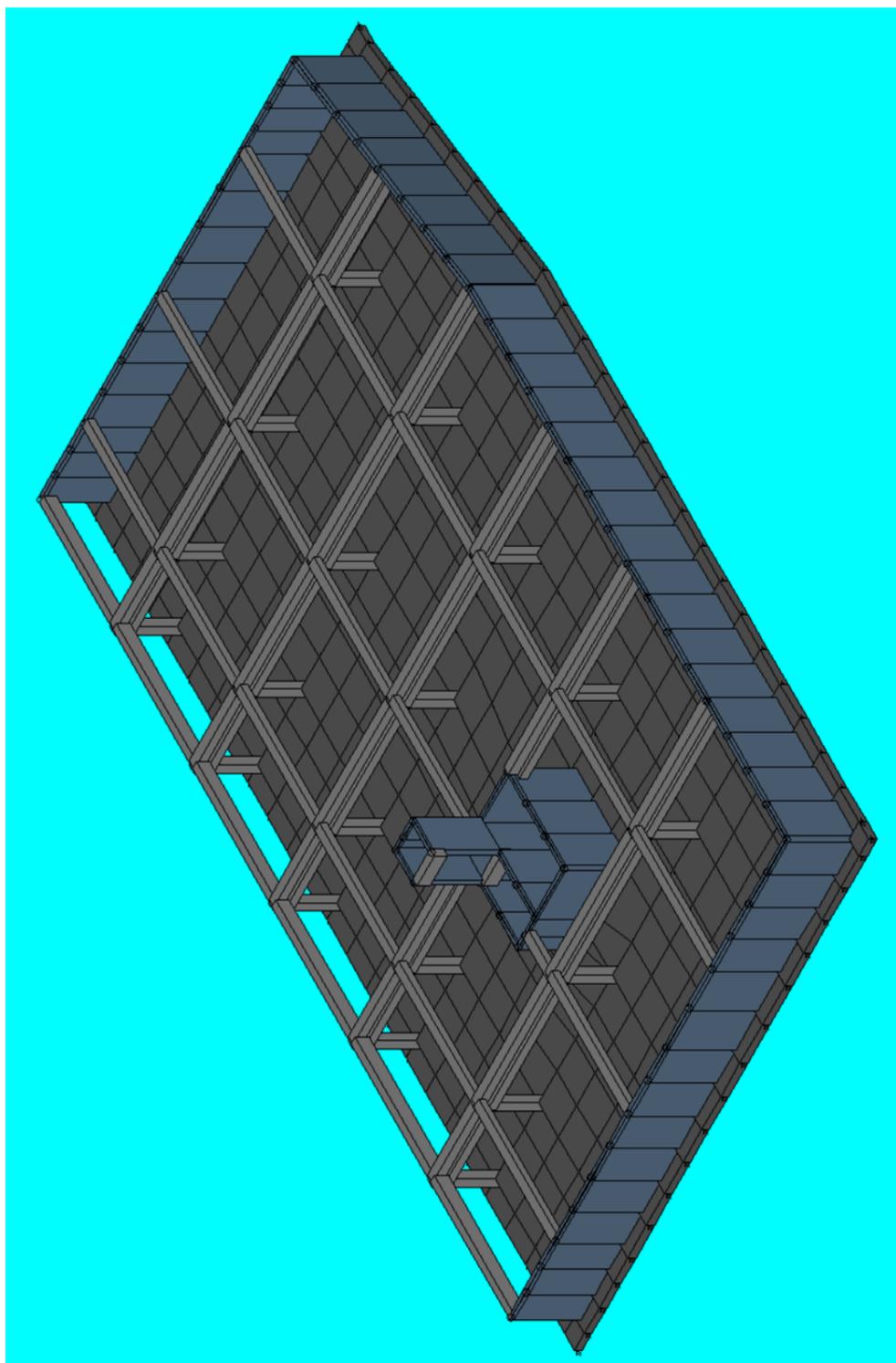


Figura 13 –VISTA ASSONOMETRICA DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

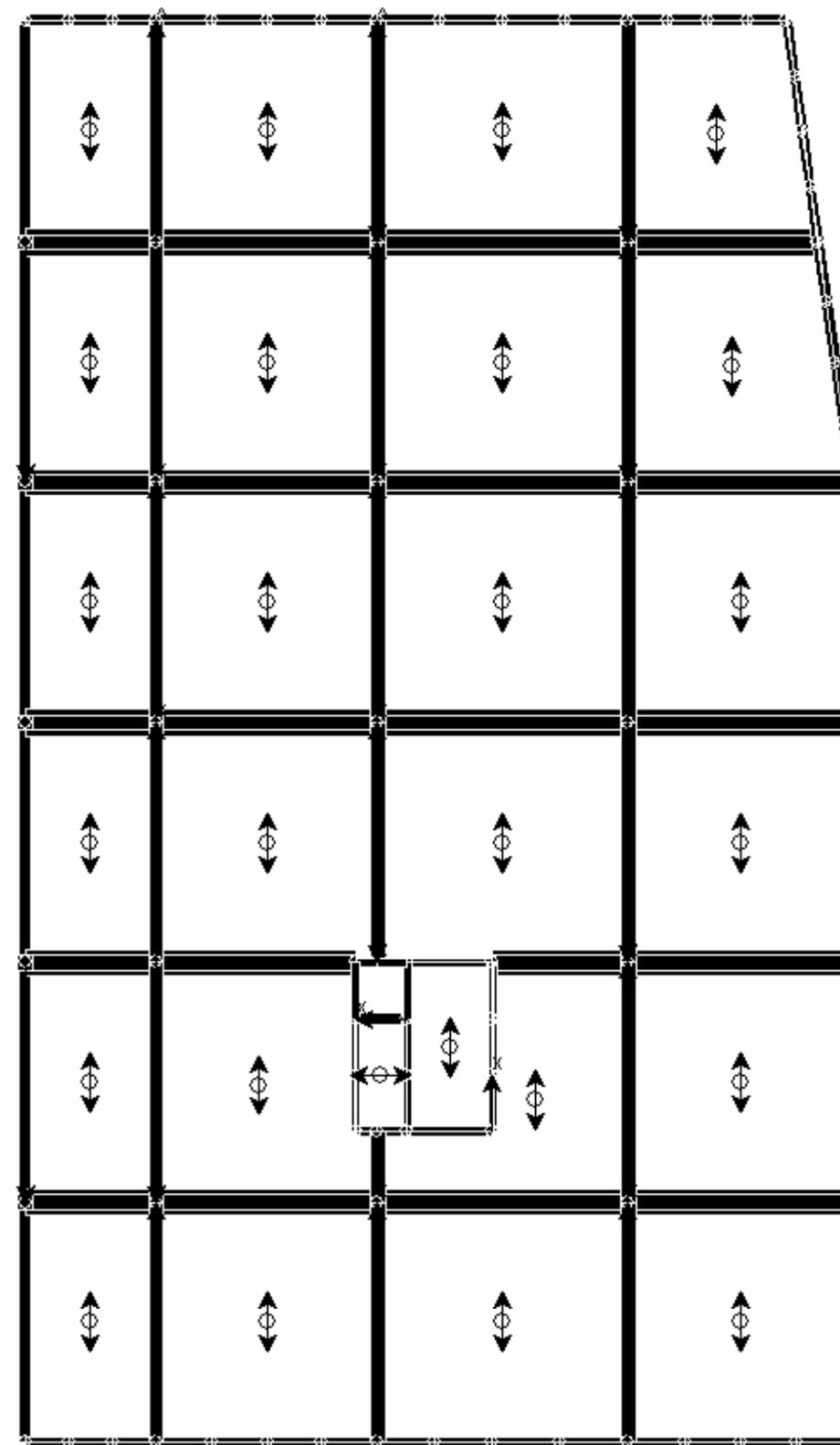


Figura 14 – CARPENTERIA DI PIANO

### 6.3.3. Edificio 3 - Commerciale / uffici

L'edificio 3 è costituito da un piano interrato di dimensioni in pianta 30x50 m circa e otto piani fuori terra compresa la copertura di dimensioni in pianta 16 x36 m circa per un'altezza complessiva fuori terra di circa 31 m. All'edificio sono affiancati un vano scale in struttura metallica e un vano scale-vano ascensore in c.a.; il vano scale in struttura metallica non arriva fino all'interrato ma si ferma al piano terra.

La struttura del blocco è a telai e setti in cemento armato.

I solai interni sia del piano terra che degli altri piani sono a lastra tralicciata ad armatura lenta e blocchi di alleggerimento in polistirolo con soletta collaborante in c.a. per uno spessore complessivo di 30+5cm. I solai esterni del piano terra sono a lastra tralicciata ad armatura precompressa e blocchi di alleggerimento in polistirolo con soletta collaborante in c.a. per uno spessore complessivo di 30+5cm.

Le fondazioni sono costituite da una platea di spessore 60 cm che poggia su pali  $\Phi = 800$  mm, lunghi 18 m e disposti a maglia 3.00 x 3.00 m.

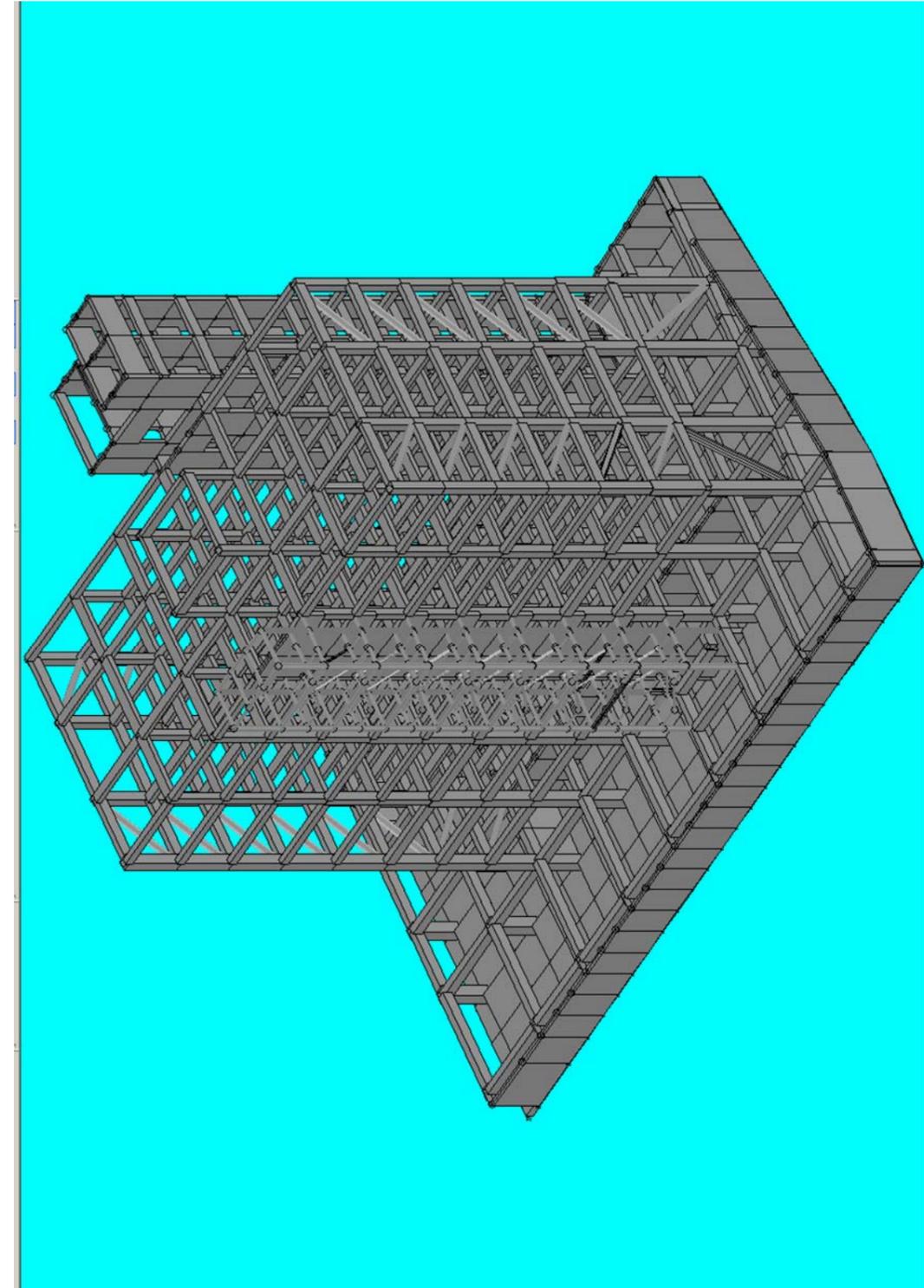


Figura 15 VISTA ASSONOMETRICA DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

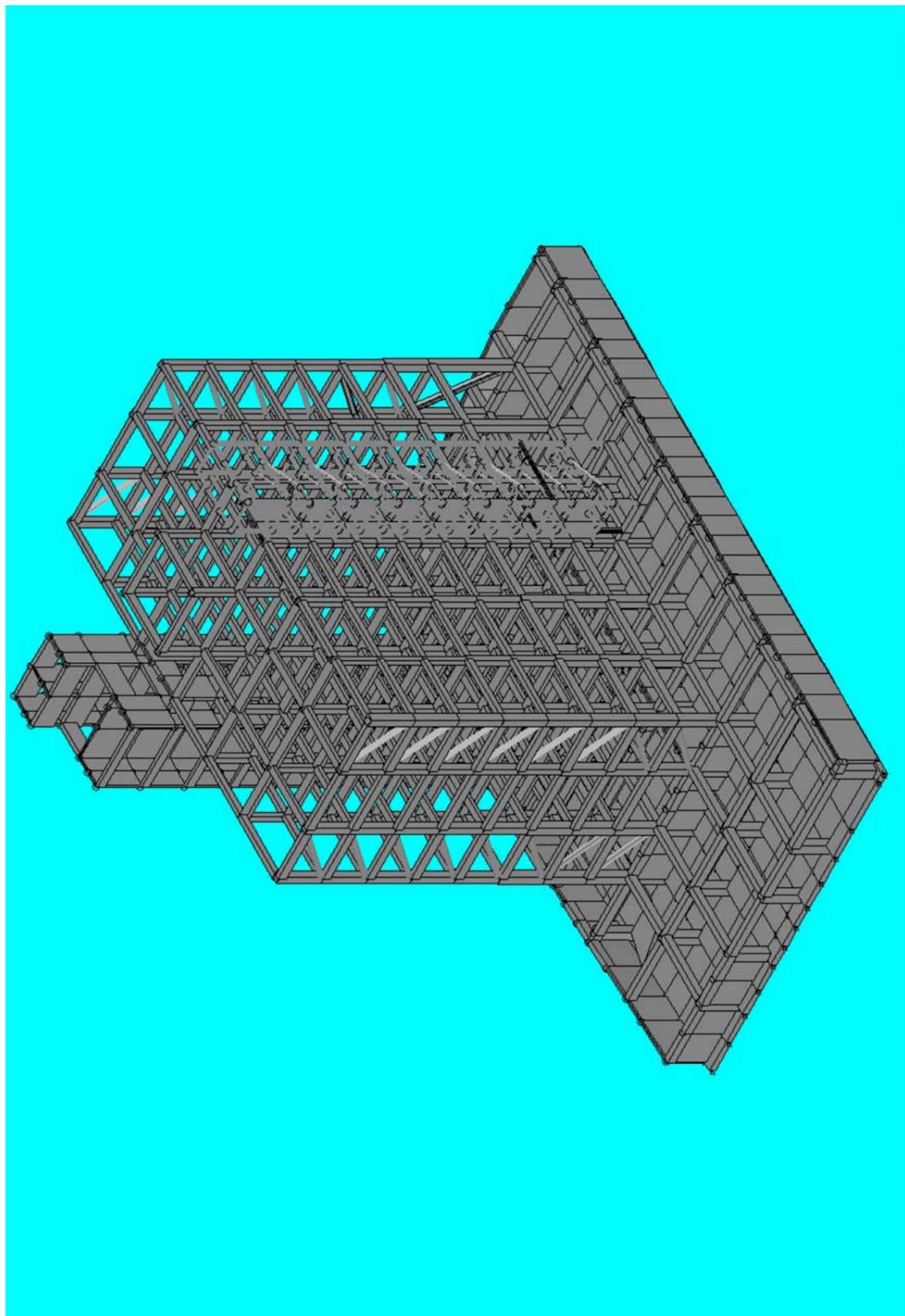


Figura 16 VISTA ASSONOMETRICA DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

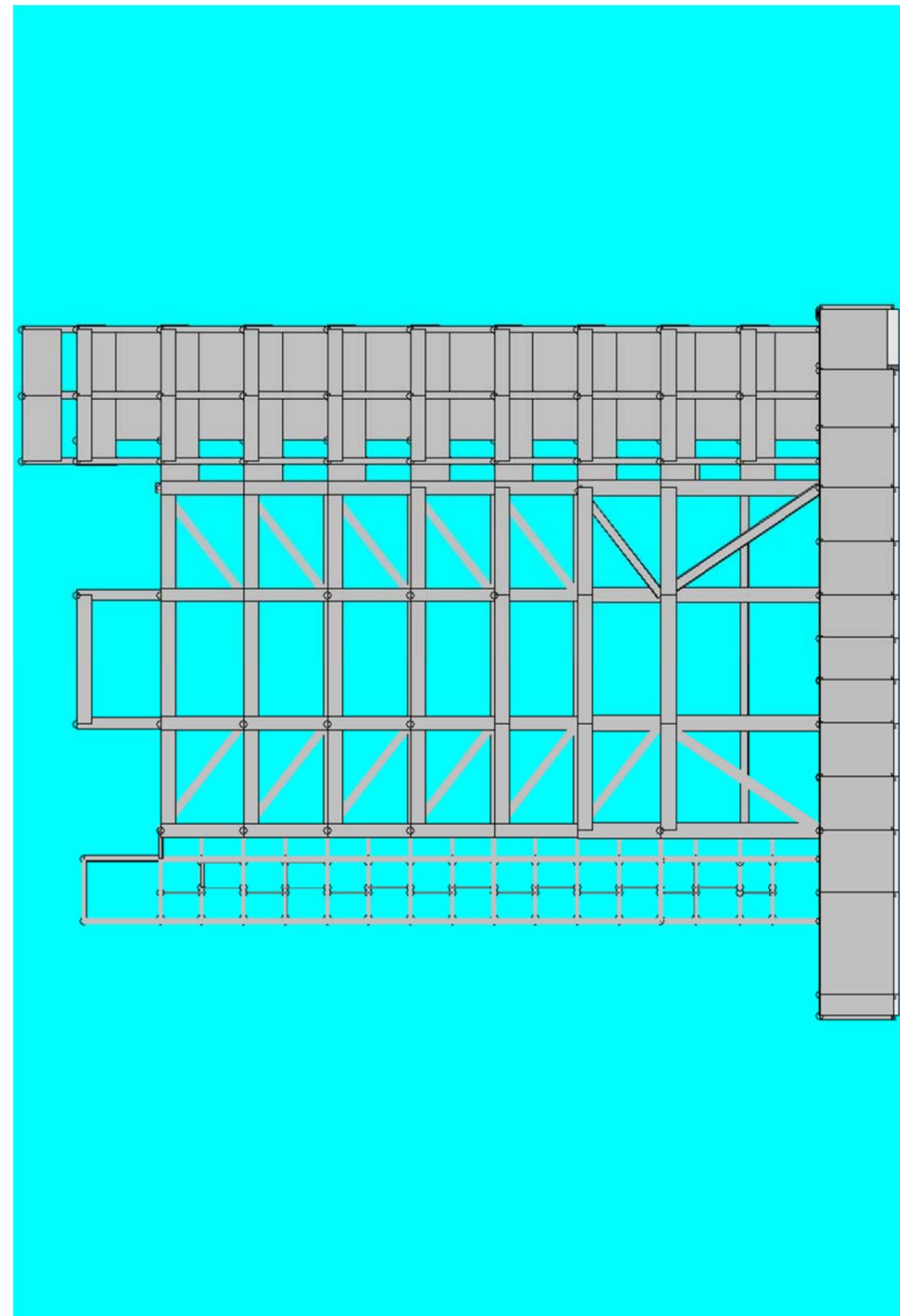


Figura 17 - PROSPETTO TRASVERSALE

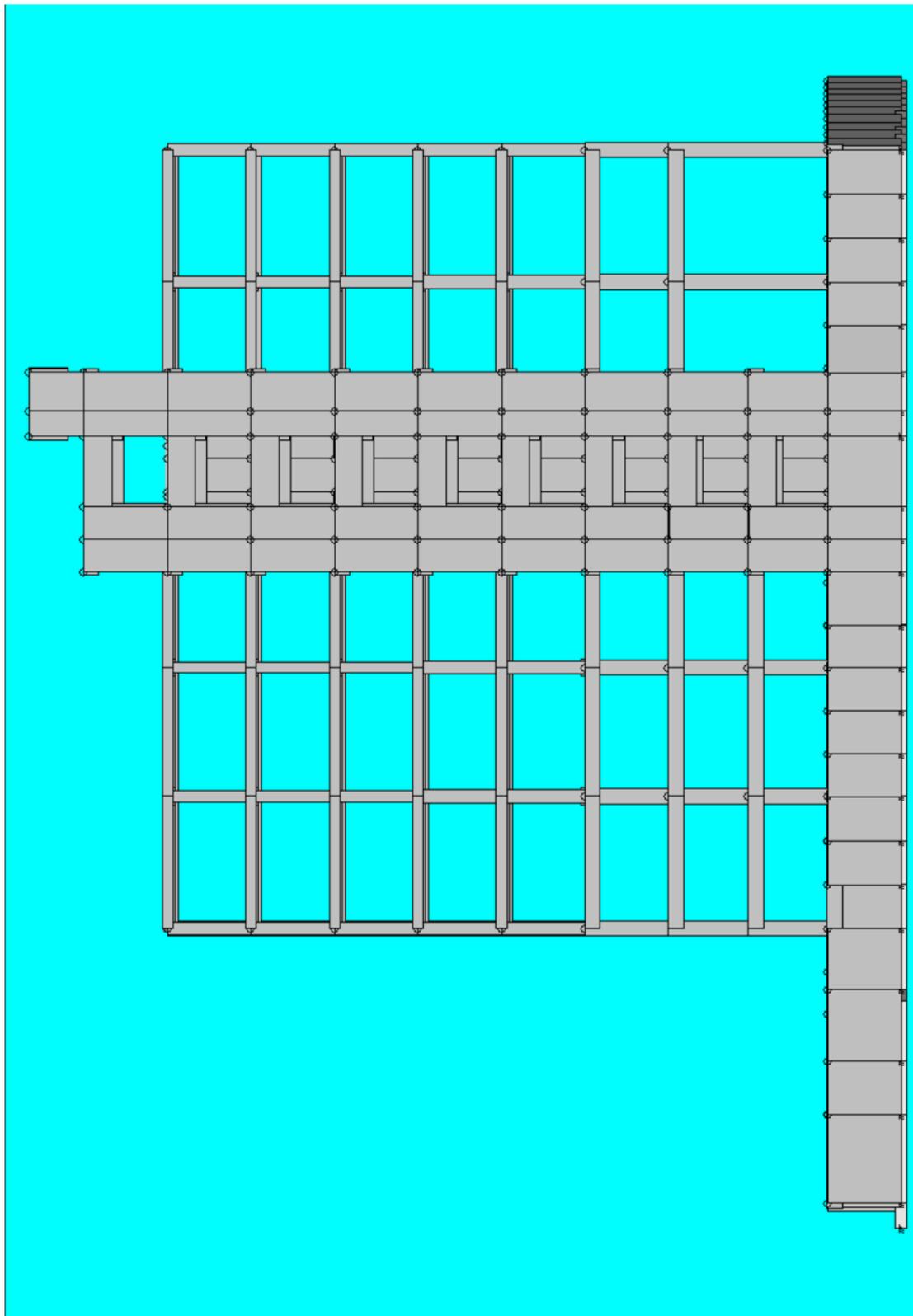


Figura 18 – PROSPETTO LONGITUDINALE

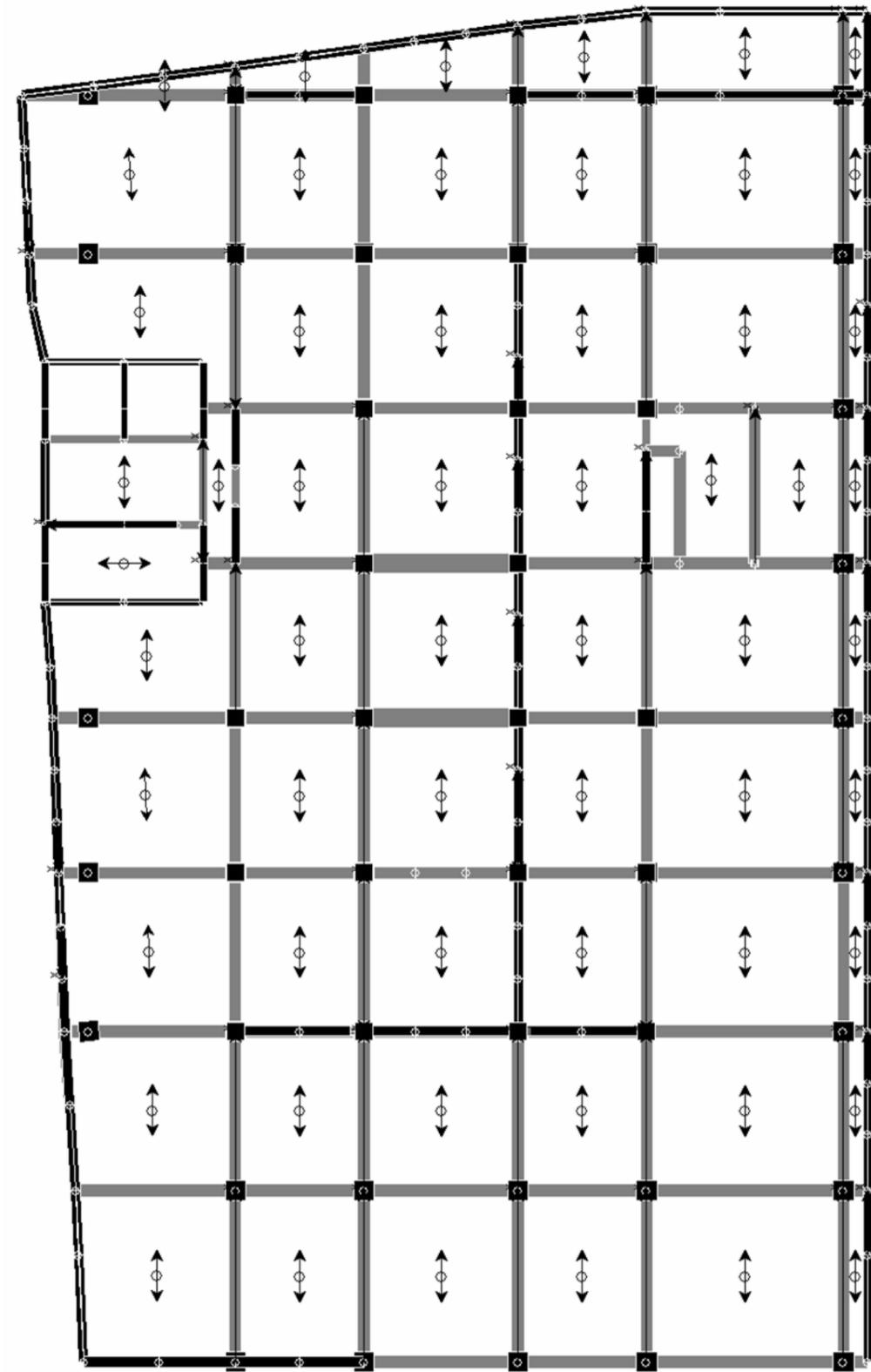


Figura 19 – CARPENTERIA IMPALCATO COMMERCIALE

#### 6.3.4. Edificio 4 - Commerciale / residenziale

L'edificio 4 è costituito da un piano interrato di dimensioni in pianta 30x88 m circa e sette piani fuori terra compresa la copertura di dimensioni in pianta 16 x88 m circa per un'altezza complessiva fuori terra di circa 24 m. La struttura del blocco residenze è a telai e setti in cemento armato. I solai sono a lastra tralicciata ad armatura lenta e blocchi di alleggerimento in polistirolo con soletta collaborante in c.a. per uno spessore complessivo di 30+5cm dove ci sono i negozi e 26+4 in tutti gli altri piani. I solai di copertura del parcheggio esterni al fabbricato sono a lastra tralicciata ad armatura precompressa e blocchi di alleggerimento in polistirolo con soletta collaborante in c.a. per uno spessore complessivo di 30+5cm. Le fondazioni sono costituite da una platea di spessore 60 cm.

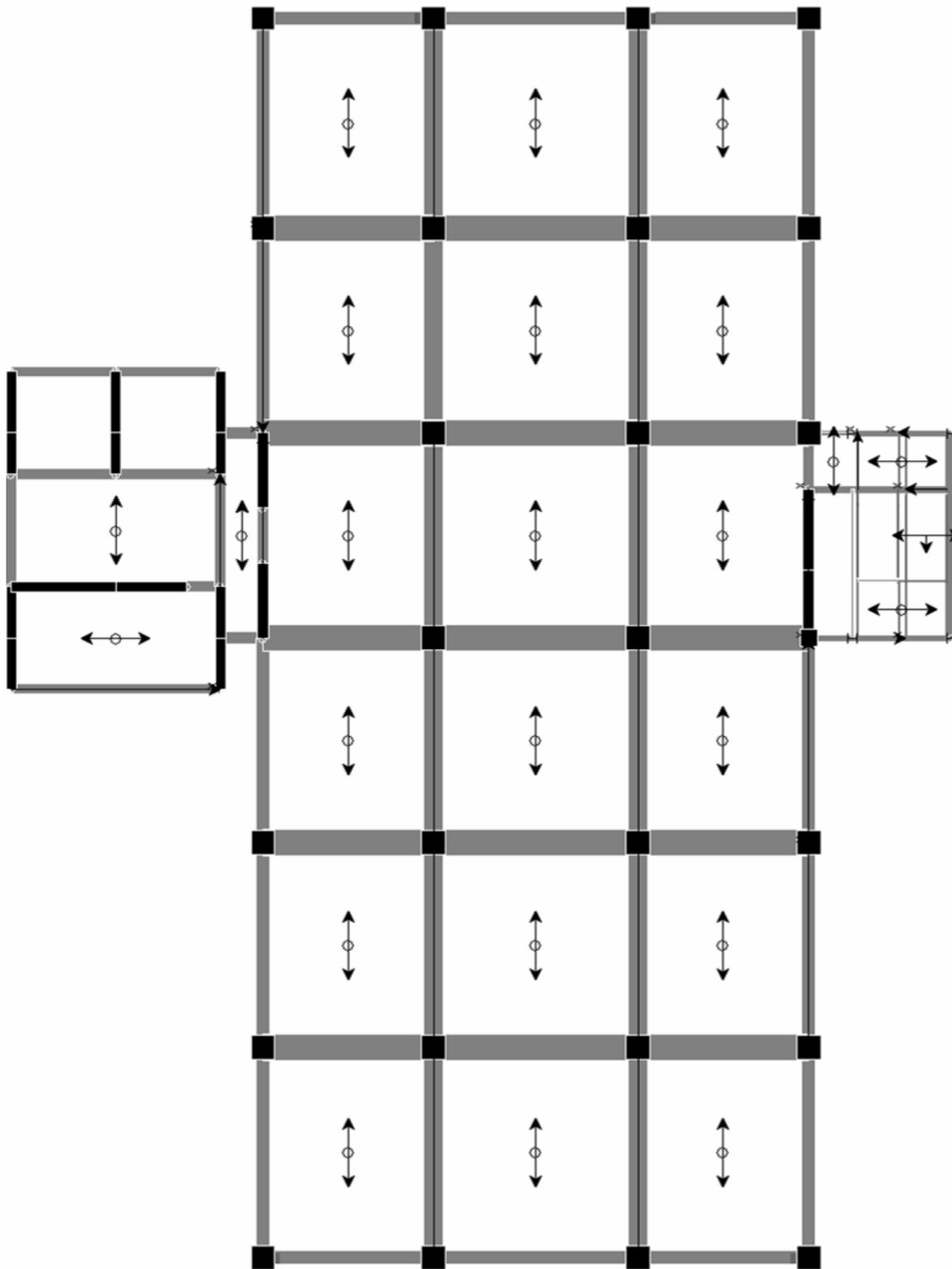


Figura 20 – CARPENTERIA PIANO TIPO

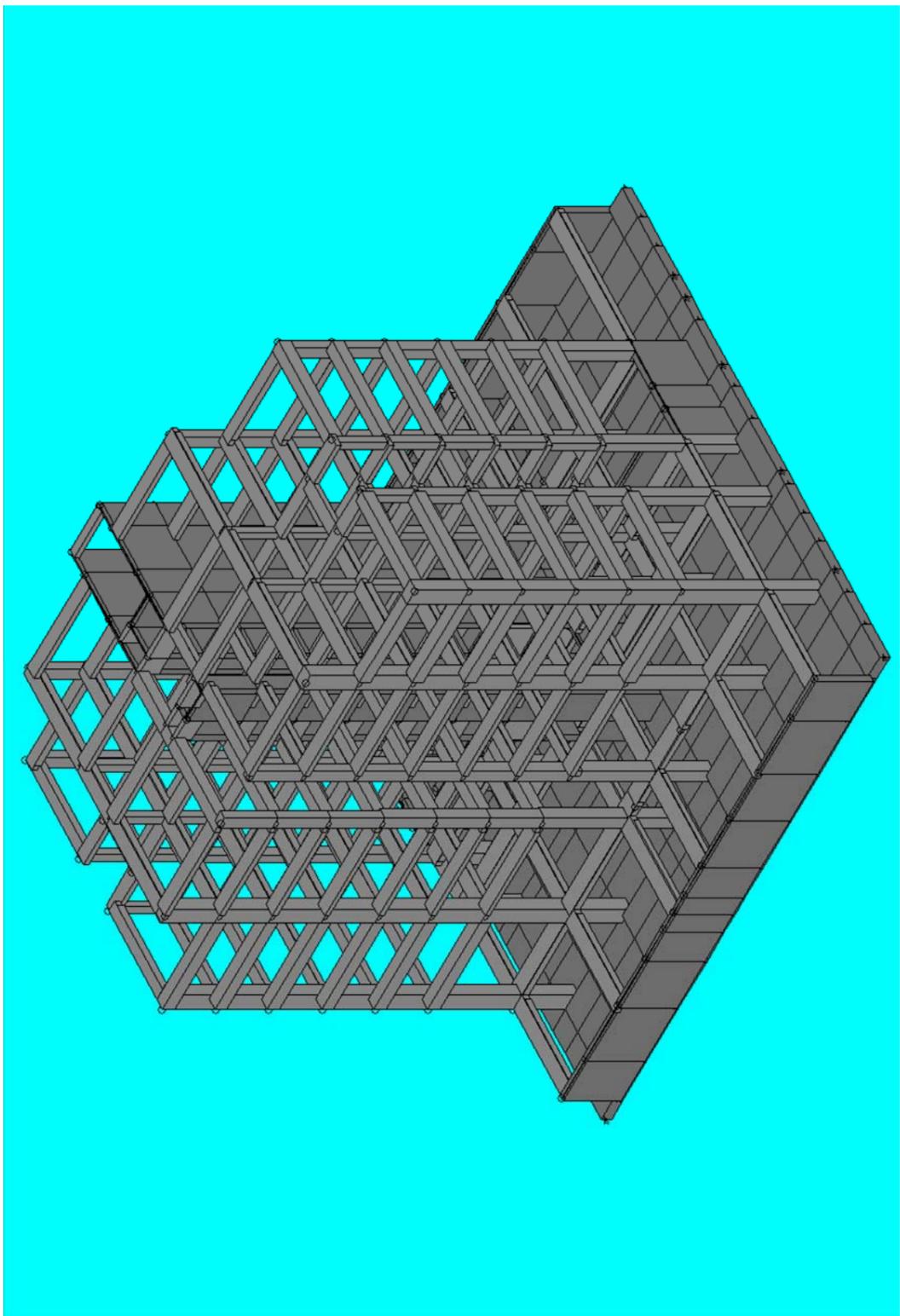


Figura 21 VISTA ASSONOMETRICA DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI BLOCCHI 4A, 4B E 4C

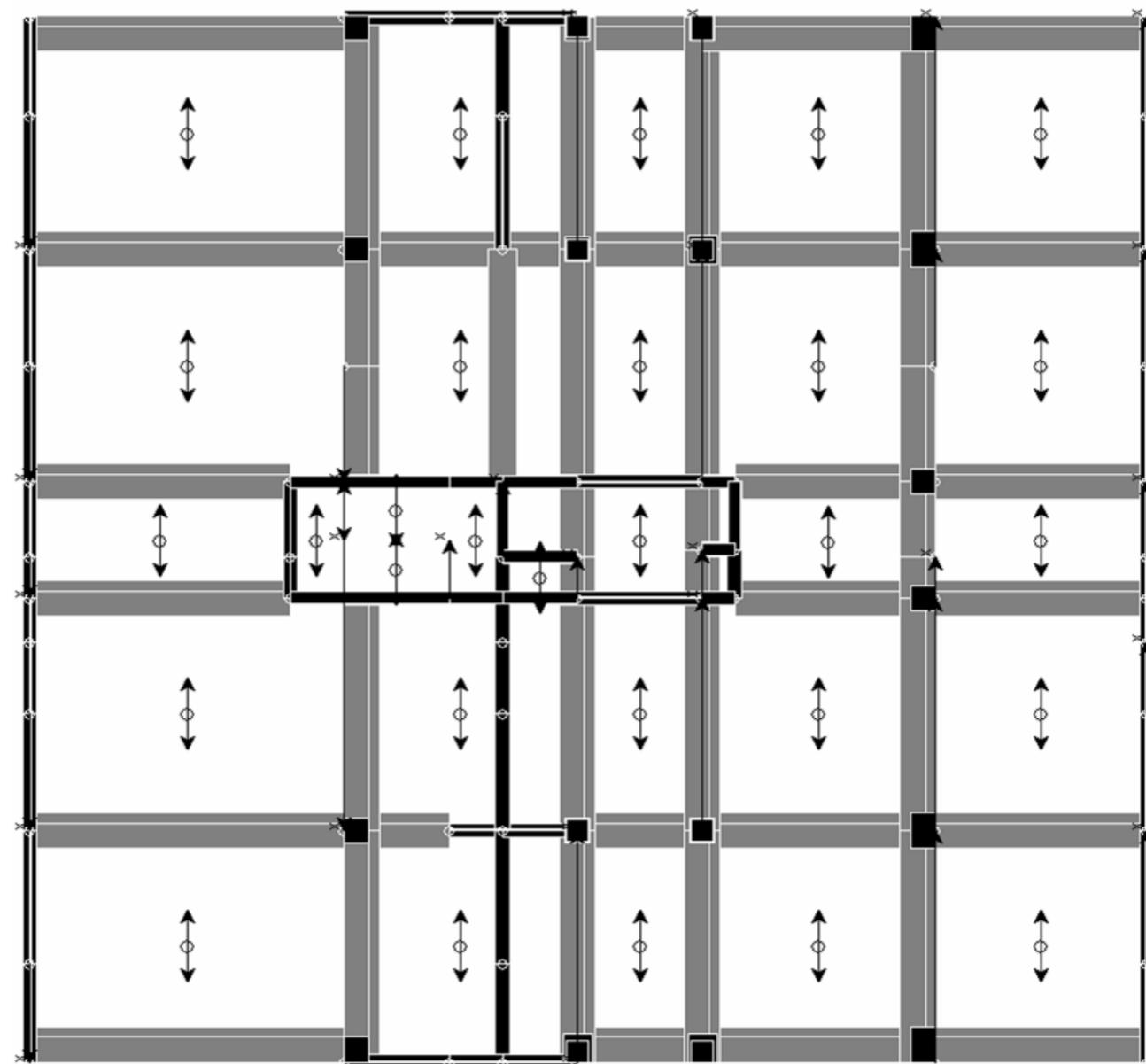


Figura 22—BLOCCHI 4A, 4B E 4C – CARPENTERIA IMPALCATO COMMERCIALE

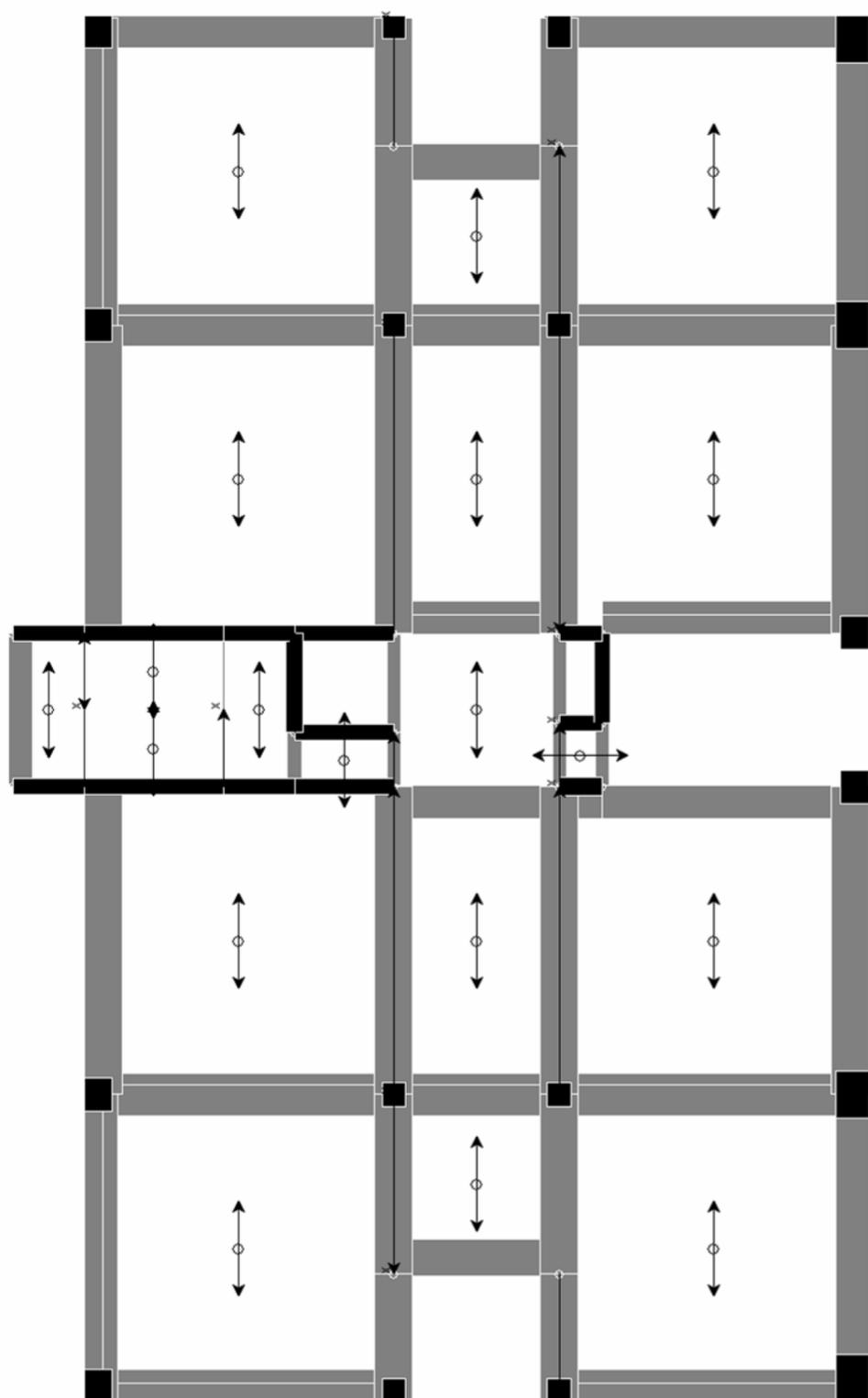


Figura 23 - BLOCCHI 4A, 4B E 4C – CARPENTERIA PIANO TIPO RESIDENZIALE

#### 6.4. OPERE DI SOSTEGNO

Come detto in precedenza, per la realizzazione del piano interrato, si prevede l'uso di diaframmi in c.a. limitatamente alle zone prossime alla linea tranviaria oppure alle viabilità importanti.

Nelle altre zone, sarà eseguito lo scavo a cielo aperto e verrà realizzato un muro di sostegno, per assolvere la funzione di contenimento del terreno in fase definitiva.

I muri di sostegno saranno in c.a. fondati sulla platea di fondazione.

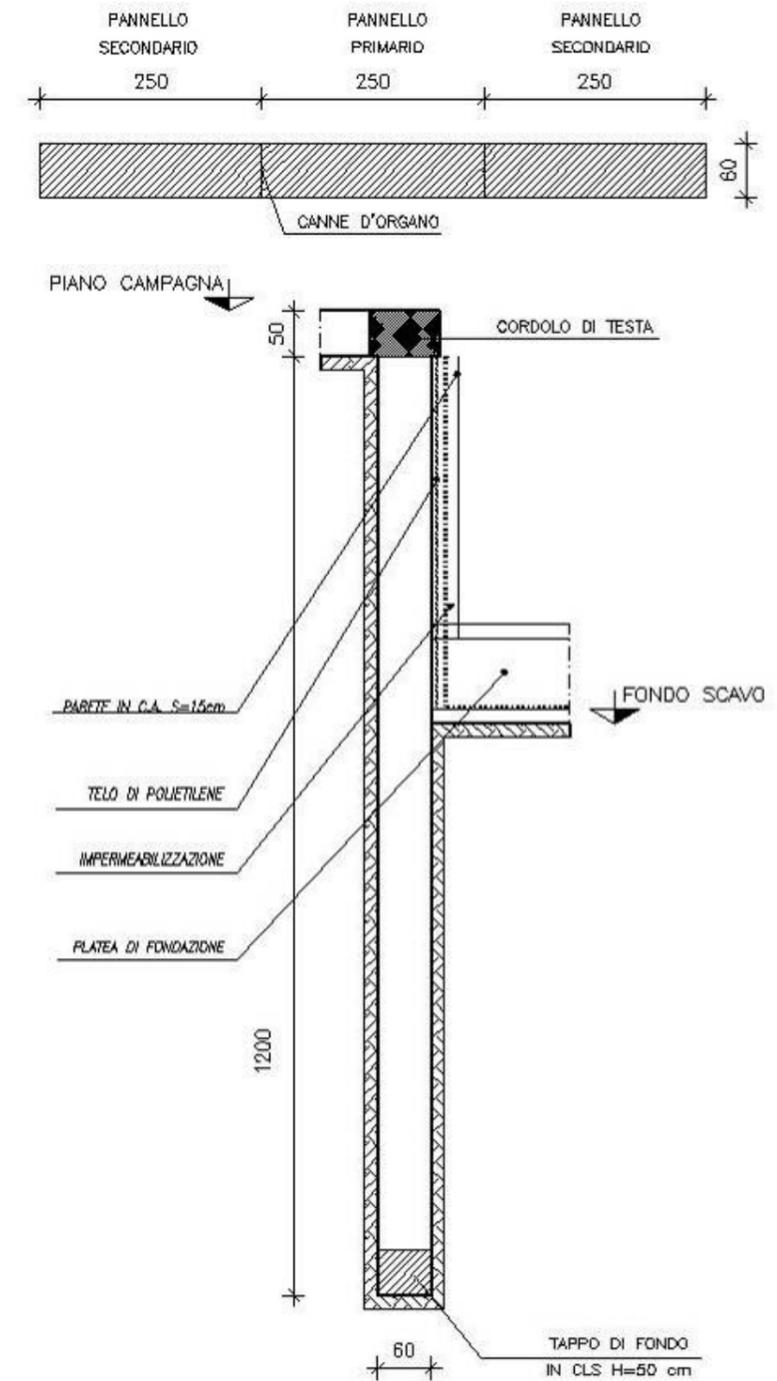
In particolare si prevede la realizzazione dei diaframmi, lungo la Via 78° Reggimento Lupi di Toscana, lungo Via Francoforte sull'Oder e lungo uno dei lati del percorso della tramvia, quello lato edifici 3 e 4. Nella seguente pianta è indicato il posizionamento dei muri di sostegno e dei diaframmi.

Per quanto riguarda i diaframmi, un primo dimensionamento ha condotto a valutarne la lunghezza pari a 12.0m. I diaframmi hanno uno spessore di 60 cm ed un funzionamento in fase provvisoria a mensola. In fase definitiva, tali diaframmi hanno un contrasto al piede, costituito dalla platea di fondazione, ed eventualmente anche un contrasto in testa realizzato mediante l'impalcato. I diaframmi sono collegati in testa da un cordolo ed alla base sono muniti di un tappo di fondo in modo da garantire la protezione delle armature. Per rendere i diaframmi maggiormente impermeabili, vengono eseguiti prima i pannelli primari dotati di canne d'organo e in seguito i pannelli secondari che completano l'opera. Si prevede inoltre di realizzare una controparete al fine di interporre fra questa ed il diaframma l'impermeabilizzazione. Nelle figure seguenti sono mostrati i tipologici della sezione verticale e della pianta dei diaframmi.



- LEGENDA**
- - - - - DIAFRAMMI L=12.00m
  - - - - - MURI DI SOSTEGNO

**Figura 24 –PIANTA CON UBICAZIONE DEI DIAFRAMMI E DEI MURI DI SOSTEGNO**



**Figura 25 DIAFRAMMI - PIANTE E SEZIONE**

### 6.5. SISTEMA FONDAZIONALE

Come si evince dalla relazione geologica, il livello della falda è influenzato da emungimenti effettuati da numerosi pozzi. Vi può essere, di conseguenza, un innalzamento, anche significativo, della quota della medesima falda in funzione della variazione delle portate emunte.

Per tale motivo le fondazioni di tutti gli edifici vengono impostate mediante una platea in c.a., di spessore variabile in funzione dei carichi da trasmettere.

Si riporta di seguito una valutazione del sistema fondazionale che si intende adottare per ogni blocco strutturale.

Per alcuni edifici si stabilisce di impiegare fondazioni profonde. Tale impostazione deriva principalmente da due esigenze: limitare i cedimenti, soprattutto quelli differenziali, e contenere le pressioni trasmesse al terreno entro quelle ammissibili.

Per le fondazioni profonde si prevede l'impiego di pali di diametro pari a 800 mm e una lunghezza pari a 18.0 m.

Sulla base di quanto sopra esposto e di una valutazione preliminare dei carichi trasmessi sul piano delle fondazioni, si elenca di seguito il tipo di fondazione previsto per ogni blocco strutturale.

- 1 CENTRO POLIFUNZIONALE

Si prevede di realizzare una platea in c.a. dello spessore di 50 cm.

- 2 PARCHEGGIO

Si prevede di realizzare una platea in c.a. dello spessore di 40 cm.

- 3 COMMERCIALE / UFFICI

La fondazione è realizzata con una platea in c.a. dello spessore di 60 cm. La platea poggia su pali  $\Phi = 800$  mm, lunghi 18 m e disposti a maglia 3.00 x 3.00 m.

- 4 COMMERCIALE / RESIDENZIALE

La fondazione è realizzata con una platea in c.a. dello spessore di 60 cm. Si prevede di bonificare il terreno di posa fino a rimuovere completamente lo strato di copertura limoso argilloso.

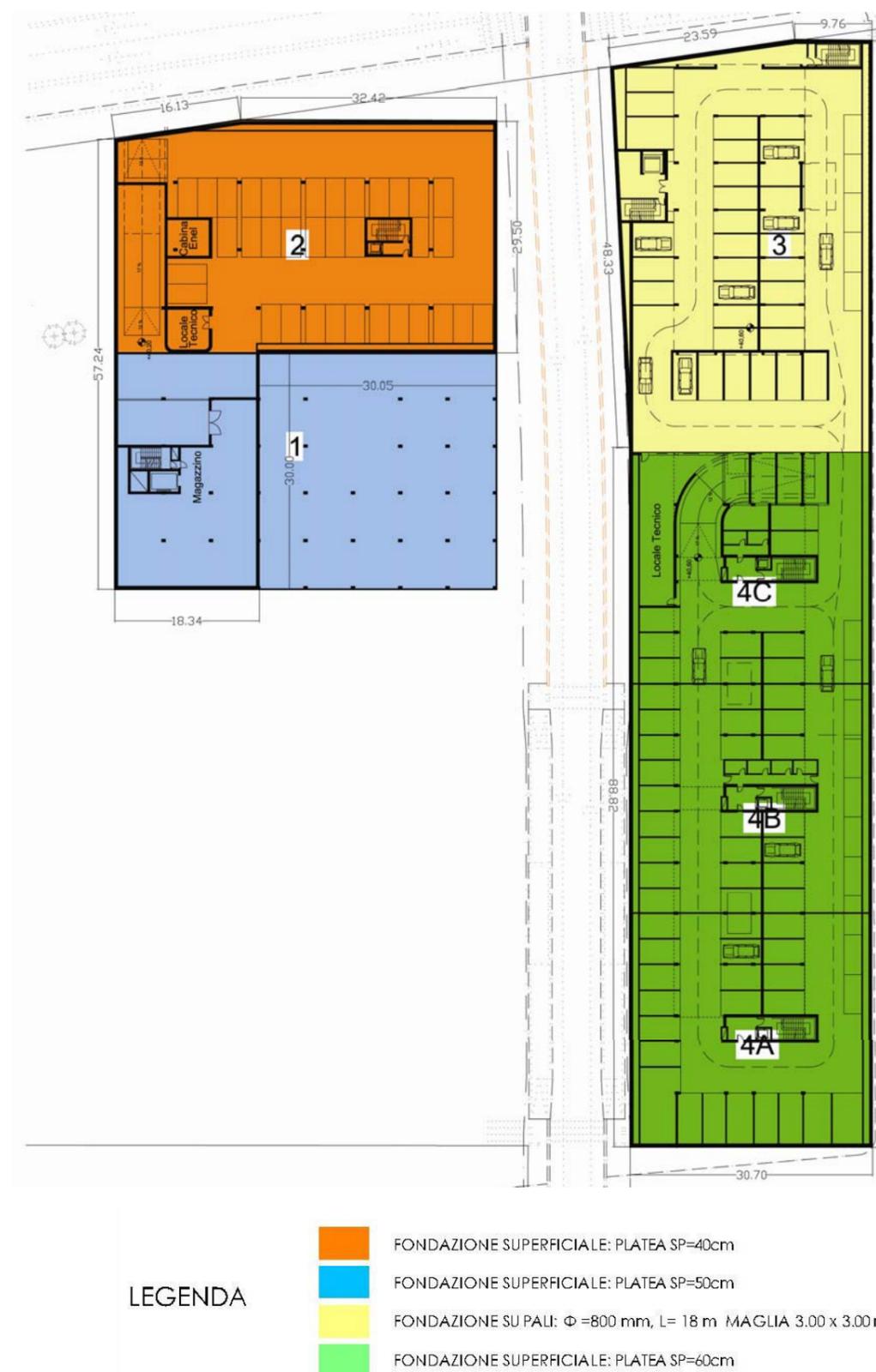


Figura 26 PIANTA CON INDICAZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI