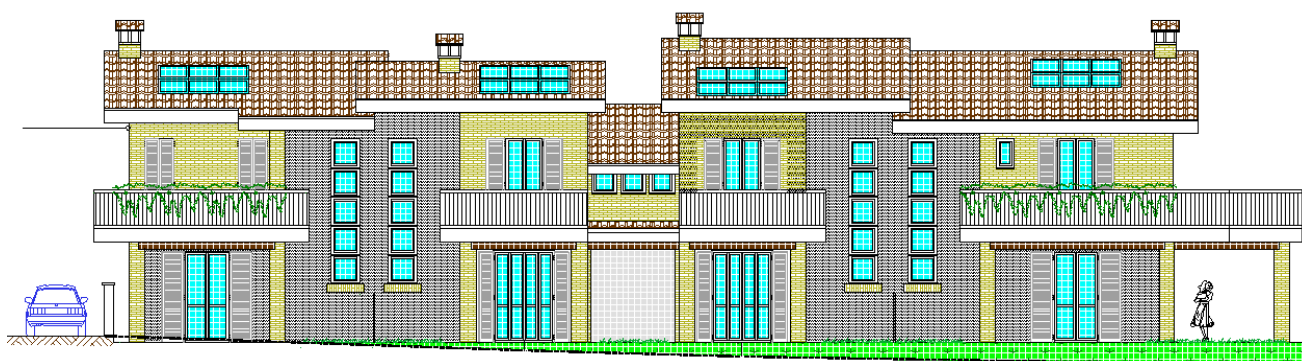


COMUNE DI CASTELVETRO DI MODENA

via Cipellina- località Solignano

P.d.C. PER LA REALIZZAZIONE DI N.4 VILLETTE ALL'INTERNO DEL PIANO DI INIZIATIVA PRIVATA "CIPELLINA 2" – lotto 7B

- RELAZIONE DI FATTIBILITA' STRUTTURALE-



Committenti

Lori Costruzioni s.r.l.
Aprilia s.r.l.

Progettista delle strutture

Ing. Roberto Ferrari

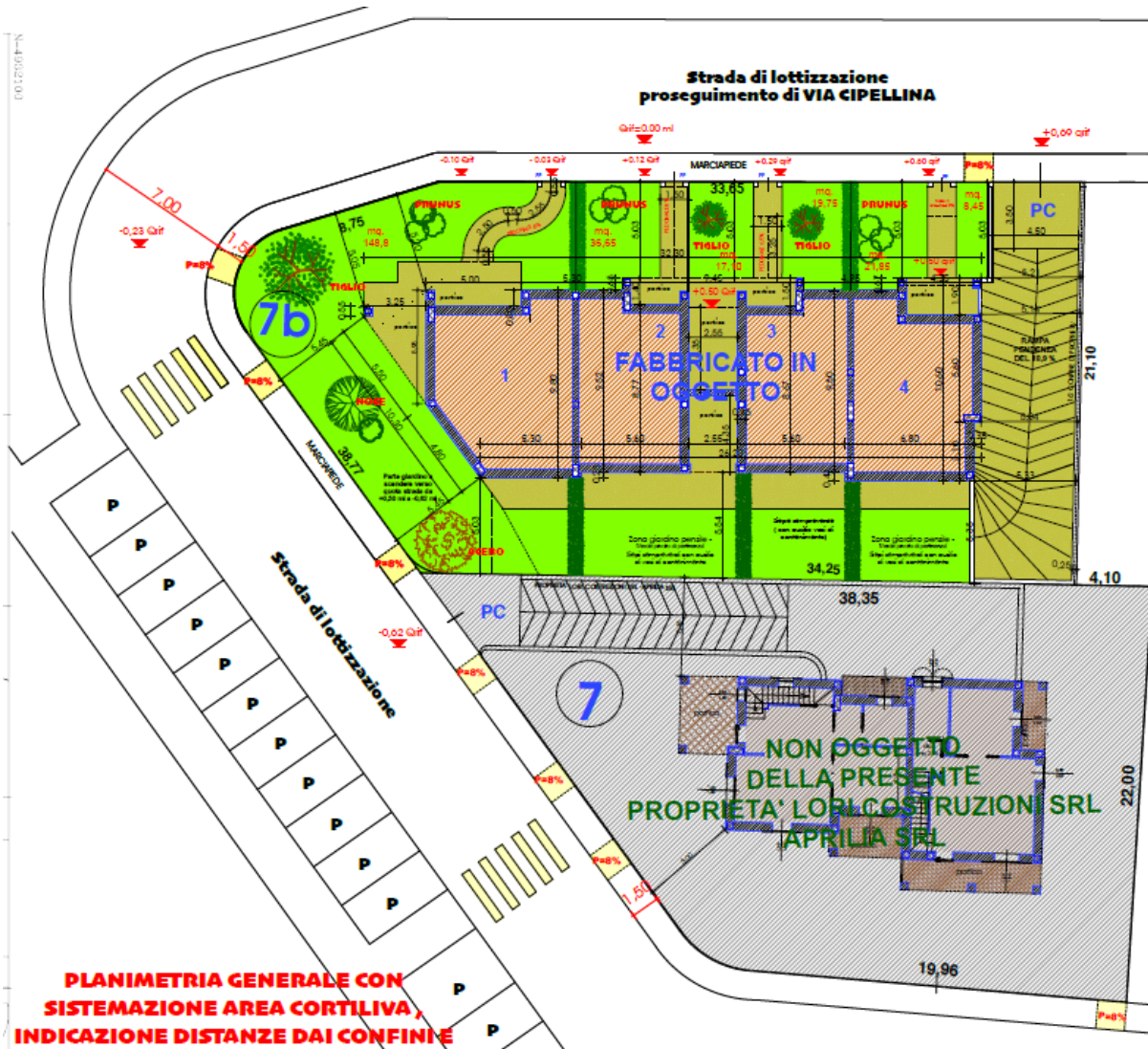
1. Committente: Aprilia srl con sede in via Giardini a Modena;
Lori Costruzioni srl con sede in via Filanda n.8 a Castelvetro di Modena.
2. Progettista architettonico: Geom. Giovanni Battista Alberti, con studio a Modena, via Rosalba Carriera 1, iscritta all'ordine dei geometri della provincia di Modena al n.1597;
3. Progettista strutturale: ing. Roberto Ferrari, con studio in Modena, in via Baccelli 44 , iscritto all'ordine degli ingegneri della provincia di Modena al n.1069.

4. Planimetrie: planimetria catastale



Vista aerea





5. Documenti tecnici integrativi: Non verranno adottati altri documenti tecnici; per quanto riguarda la normativa si fa riferimento alle N.T.C. contenute nel D.M. 14/01/2008;

6. Indicazioni geologiche:

Si riporta uno stralcio delle conclusioni della relazione geologica redatta dal dott. geol. Pier Luigi Dallari

Sulla base delle indagini eseguite si possono dare delle prime indicazioni per l'esecuzione dei futuri fabbricati. Saranno da preferire fondazioni dirette superficiali tipo su platea generale in c.a.. Ipotizzando tale tipologia di fondazione si può indicativamente considerare, con piano di posa a $D = -3.00$ m dall' attuale p.c. una portanza ammissibile sul terreno alle tensioni ammissibili T.A. (D.M. 11/03/1988 con fattore di sicurezza $F_s = 3$) pari a $Q_{amm} = 1.32$ Kg/cm² ≈ 132.0 kN/m².

FABBRICATO RESIDENZIALE – FONDAZIONI RETTANGOLARI SU PLATEA GENERALE IN C.A.

T.A. F.S. = 3	SLU – APPROCCIO 1 (A2 + M2 + R2) – F.S.= 1.8			SLU – APPROCCIO 2 (A1 + M1 + R3) – F.S.= 2.3		
	CONDIZIONI NON DRENATE STATICHE	CONDIZIONI DRENATE		CONDIZIONI NON DRENATE STATICHE	CONDIZIONI DRENATE	
		STATICHE	SISMICHE PSEUDOSTATICHE		STATICHE	SISMICHE PSEUDOSTATICHE
1.32 kg/cm ² ≈ 132 kN/m ²	1.74 kg/cm ² ≈ 174 kN/m ²	4.16 kg/cm ² ≈ 416 kN/m ²	3.79 kg/cm ² ≈ 379 kN/m ²	1.80 kg/cm ² ≈ 180 kN/m ²	5.86 kg/cm ² ≈ 586 N/m ²	5.45 kg/cm ² ≈ 545 kN/m ²

Per effettuare la caratterizzazione sismica del terreno sono state eseguite n.2 indagini sismiche a rifrazione con metodo *MASW*, n.1 indagine sismica RE.MI e n. 1 indagine sismica passiva *HVSR* da cui si sono ricavati i risultati esposti di seguito.

L'indagine sismica a rifrazione *MASW* ha permesso di determinare la velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m, restituendo il seguente valore:

MASW 1	Vs30 = 310 m/s	categoria C
MASW 2	Vs30 = 312 m/s	categoria C

La verifica alla liquefazione è stata svolta mediante il software *LiqIT* della software-house *Geologismiki* ed ha fornito un valore di "indice di liquefacibilità" $IL = 0.1$ segno di un rischio di liquefazione "molto basso", considerando una magnitudo di riferimento $M = 6$ (si veda § 7).

Pertanto si può concludere che l'area indagata non presenta alcuna criticità che escluda la realizzazione del PPIP in progetto.

7. Ipotesi relativa alle fondazioni: Si ipotizzano fondazioni dirette superficiali impostate su platea generale in c.a. approfondite a quota di circa -3.00 m dal p.c.
8. Destinazioni d'uso: Il fabbricato sarà totalmente adibito a residenza e relativa residenza.
9. Vita Nominale: 50 anni;
Classe d'uso: 2°.

Tipologia strutturale: Il fabbricato verrà realizzato con struttura portante in c.a. con sistema a muri e pilastri nel piano interrato e solamente pilastri nei piani superiori. I solai saranno di tipo latero-cementizio e la copertura parte realizzata con sordinatura di laterizio su solai laterocementizi e parte a vista di tipo ligneo non rigida.

10. Materiali adottati: Le strutture portanti saranno in c.c.a.. La scelta di tale materiale, oltre che per la durabilità del c.c.a. rispetto ad altri materiali, quali ad esempio acciaio e legno, è stata fatta nell'ottica di contenere gli spostamenti relativi in modo da preservare le strutture secondarie.

Per prevenire i danni agli elementi divisorii interni, di tamponamento esterni e agli impianti in fase di progetto verranno controllati gli spostamenti della struttura in c.a. e questa verrà dimensionata in modo tale da contenere gli spostamenti di interpiano entro il 5% dell'altezza di piano.

CALCESTRUZZO Rck 300

Per le opere di fondazione si utilizza un calcestruzzo tipo Rck30 avente le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione	Rck=	=30 N/mm ²
Resistenza cubica	f _{ck} = 0.83 Rck	=24.9 N/mm ²
Valor medio della resistenza caratteristica	f _{cm} = f _{ck} + 8	=32.9 N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	f _{ctm} = 0.30 f _{ck} ^{2/3}	=2.56 N/mm ²
Modulo elastico	E _{cm} =22000(f _{cm} /10) ^{0.3}	=31447 N/mm ²

DURABILITA': XC2 bagnato raramente asciutto per opere in interrato

Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo.

Fondazioni in terreno non aggressivo.

XC1 per opere fuori terra

CONSISTENZA = s4

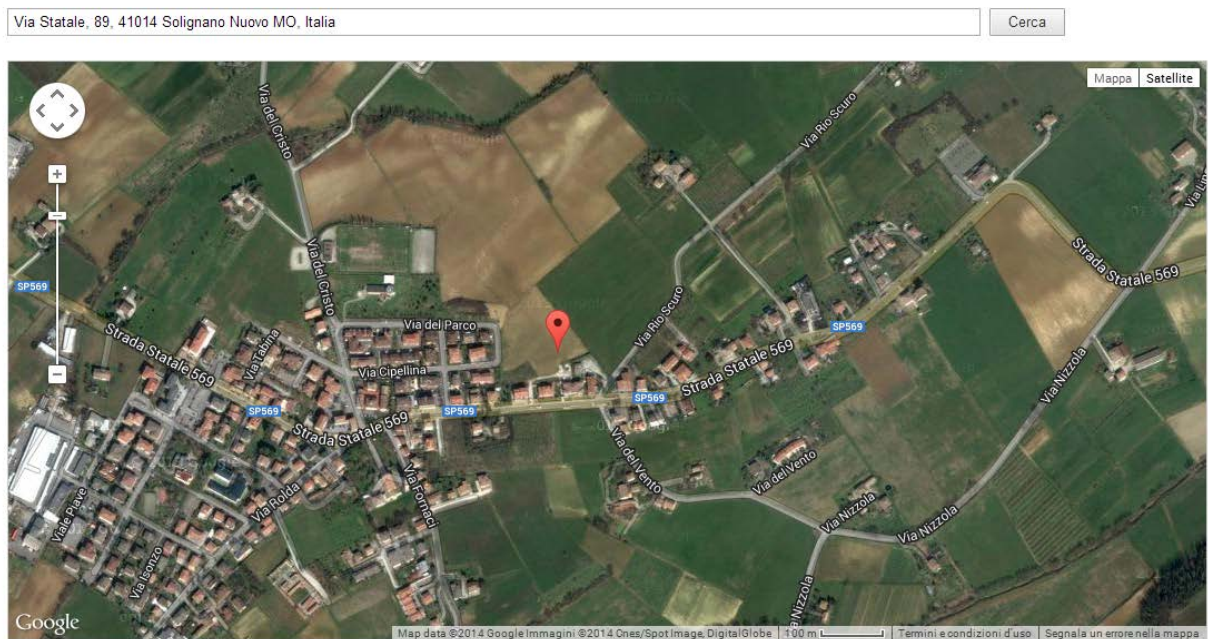
DIAMETRO max = Φ 30 mm

ACCIAIO B450C

Per le armature del c.a. si utilizza acciaio tipo B450C avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} ≥ f _{ynom} =	=450 N/mm ²
Tensione di rottura a trazione	f _{tk} ≥ f _{tnom} =	=540 N/mm ²
	(f _t /f _y) _k	≥ f _{tnom}
Resistenza media a trazione semplice	(f _y /f _{ynom}) _k	≤ 1.25 N/mm ²
Modulo elastico		=210000 N/mm ²

11. Parametri per calcolo azione sismica:



Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
44.52846234	10.92885375			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
44.530222	10.929972			
Altitudine (mt)	111			
Classe dell'edificio	II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamer			
Vita Nominale Struttura	50			
Periodo di Riferimento per fazione sismica	50			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.052	2.485	0.250
Danno	50	0.065	2.500	0.270
Salvaguardia Vita	475	0.163	2.371	0.295
Prevenzione Collasso	975	0.206	2.393	0.310

Calcolo del Fattore di struttura q per edificio nuovo

Struttura non regolare in pianta, non regolare in altezza, progettata in bassa duttilità.

Sistema costruttivo: Calcestruzzo

Tipologia strutturale: Strutture a telaio, pareti accoppiate, miste

Tipologia di edificio: Strutture a telaio con più piani e più campate

$q_0 = 3.00$

$a_u/a_1 = 1.15$

$K_r = 0.80$

$K_w = 1.00$

Valore fattore di struttura q da utilizzare: **2.76**

12. Regolarità in pianta ed elevazione:

Il fabbricato non può essere considerato regolare in pianta in quanto la copertura non sarà di tipo rigido.

Il telaio verrà comunque realizzato con pilastri di dimensioni tali da centrare il centro delle masse con quello delle rigidezze considerando l'ipotesi che comunque l'impalcato di copertura abbia una funzione di redistribuzione delle forze taglianti.

13. Dimensionamenti di massima:

Si procede ad un calcolo semplificato del tagliante sismico a livello dello zero sismico, ovvero a livello del primo impalcato:

ANALISI DEI CARICHI

Copertura in legno:

- Travetti in legno: 30 Kg/mq
 - Assiti in legno: 20 Kg/mq
 - Isol. e imper.: 30 Kg/mq
 - Manto in coppi: 70 Kg/mq
- Totale G= 150 Kg/mq

- Variabile neve: 120 kg/mq

L'area della copertura lignea è di circa 500 mq per cui:

$$G_{tot} = 160 \times 150 = 24.000 \text{ Kg}$$

$$Q_{neve} = 160 \times 120 = 19.200 \text{ Kg}$$

Copertura sordinata:

- intonaco: 30 Kg/mq
 - P.P solaio: 330 Kg/mq
 - Tramezzine: 100 Kg/mq
 - Tavellonato: 40 Kg/mq
 - Isol.+imperm.: 10 Kg/mq
 - Manto di copertura: 70 Kg/mq
- Totale G= 580 Kg/mq

- Variabile neve: 120 kg/mq

L'area della copertura sordinata è di circa 180 mq per cui:

$$G_{tot} = 180 \times 580 = 104.400 \text{ Kg}$$

$$Q_{neve} = 180 \times 120 = 21.600 \text{ Kg}$$

2° impalcato:

- intonaco: 30 Kg/mq
 - P.P solaio: 330 Kg/mq
 - Caldana impianti: 90 Kg/mq
 - Massetto radiante: 200 Kg/mq
 - pavimento: 50 Kg/mq
- Totale G= 700 Kg/mq
- divisori: 120 Kg/mq

- Variabile residenza: 200 kg/mq

L'area del piano è di circa 370 mq per cui:

$$G_1 = 370 \times 700 = 259.000 \text{ Kg}$$

$$G_2 = 370 \times 120 = 44.400 \text{ Kg}$$

$$Q = 370 \times 200 \times 0.3 = 22.200 \text{ Kg}$$

Lo sviluppo delle pareti esterne è di circa 120m per un peso al m di circa 900 Kg = 108.000 Kg

P.P pilastri (sezione media 30 x 30cm):

- N°40 x 0.3 x 0.3 x hm 7.2 x 2500 = 64.800 kg

Totale massa sismica circa = **630 t** (esclusa neve)

Valutazione del periodo della struttura:

$$T_1 = 0.075 \times 7.2^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0.329 \text{ s}}$$

Parametri e fattori spettri								
S.L.	ag	eta	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.052	1.0	1.500	2.490	0.767	0.138	0.415	1.808
SLD	0.065	1.0	1.500	2.500	0.858	0.146	0.437	1.858
SLV	0.163		1.468	2.370	1.293	0.153	0.458	2.253
SLC	0.206		1.405	2.390	1.463	0.160	0.479	2.422
Verticale per tutti:			1.000			0.050	0.150	1.000

Fattore di struttura			Edifici isolati		Classe di duttilità	
q x-x	q y-y	q z-z	periodo Tis	Smorz. esi		
2.76	2.76	1.5	2.0	10.0	<input type="radio"/> Alta <input checked="" type="radio"/> Bassa	

Il periodo risulta essere compreso tra TB e TC per cui:

$$S_{d(T)} = a_g \times S \times 1/q \times F_0 = 0.163g \times 1.468 \times \frac{1}{2.76} \times 2.37 = \mathbf{0.205 g}$$

$$F = W \times S_{d(T)} \times \lambda/g = 630.000 \times 0.205g \times 1/g = \mathbf{129.150 Kg}$$

Semplificando, considerando tutti e 40 i pilastri uguali con una sezione 30 x 30, otteniamo il taglio corrispondente ad ogni pilastro:

$$129.150 / 40 = \mathbf{3.230 Kg}$$

Considerando per i pilastri del piano terra questa forza applicata alla quota del secondo impalcato si ottiene il momento agente su ogni pilastro nell'ipotesi di incastro-incastro scorrevole:

$$\mathbf{M_{pil}} = T \times H/2 = 3.230 \times 2.95m / 2 = 4.764 Kgm$$

Si procede ad una verifica semplificata alle t.a. delle due sezioni in c.a. di dimensioni 30cm x 30cm armate con 8 ferri D.18, per cui:

$$h' = 30 - (2.5 + 1.6/2) = 26.7cm$$

$$A_s = 2.54 \times 3 = 7.63 cmq$$

Verifichiamo la tensione nell'acciaio, che sarà di tipo B450C, dovuta al momento:

$$\sigma_a = M / A_s \times 0,9 h' = 476400 / (7.63 \times 0.9 \times 26.7) = \mathbf{2598 Kg/cm^2 < 2600 Kg/cm^2}$$

Perciò anche ipotizzando tutte sezioni 30 x 30cm la verifica sarebbe soddisfatta.

Considerando che alcuni pilastri verranno maggiorati, mantenendo comunque il centro delle rigidezze il più centrato possibile, si può concludere che la maglia ipotizzata sia sufficiente per creare un sistema controventante efficace.